

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**“GUIA PARA EL CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO
ESTRUCTURAL Y DE LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS DE
UNA Y DOS PLANTAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE
CONCRETO”**

PRESENTADO POR:

**EVA PATRICIA ARDÓN GARCÍA
MIRNA ELIZABETH DARDÓN ORELLANA
ÁLVARO ARMANDO TORRES TURCIOS**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JULIO DE 2007

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA :

DRA. MARÍA ISABEL RODRÍGUEZ

SECRETARIA GENERAL :

LICDA. ALICIA MARGARITA RIVAS DE RECINOS

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURÁN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**“GUIA PARA EL CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL Y
DE LA CONSTRUCCION DE VIVIENDAS DE UNA Y DOS PLANTAS DE
MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO”**

Presentado por:

**EVA PATRICIA ARDÓN GARCÍA
MIRNA ELIZABETH DARDÓN ORELLANA
ÁLVARO ARMANDO TORRES TURCIOS**

Trabajo de graduación aprobado por:

Docentes Directores :

Ingra. Adry Vivina Flores Alvarado

Ing. Víctor Manuel Figueroa Morán

San Salvador, Julio de 2007

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

Ingra. Adry Vivina Flores Alvarado

Ing. Víctor Manuel Figueroa Morán

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a nuestros docentes directores, Ingra. Adry Vivina Flores Alvarado e Ing. Víctor Manuel Figueroa Morán, por todo el apoyo que nos brindaron en la elaboración de este trabajo. Así también, por el tiempo valioso que nos prestaron para orientarnos en la elaboración de este trabajo de graduación.

Agradecemos al Ing. José Eduardo Villalobos Zetino, por su ayuda y apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo de graduación, así como también, al Ing. Carlos Bienvenido Ramírez, por su asesoría.

De igual manera agradecemos a GRUPO ROBLE, por contribuir en el la elaboración de este trabajo brindándonos los planos del proyecto “Urbanización Las Jacarandas”, para la ejemplificación de la revisión estructural de una vivienda

Y a todas aquellas personas que directamente ó indirectamente ayudaron al desarrollo de este trabajo de graduación.

DEDICATORIA

Este trabajo se lo dedico a Dios por ayudarme en todos los momentos difíciles de mi vida y de mi carrera, en especial en esta prueba que hoy ha llegado a su fin.

También quiero darte gracias a tí Mamá por esforzarte toda tu vida para darnos lo mejor y por que siempre has creído en mí, además por todo el amor que siempre nos has dado.

A Toda mi familia, en especial a mi tía Rebeca, que por muchos años fue mi madre, gracias por todo el cariño y el apoyo que siempre me ha brindado.

A mis compañeros Mirna y Álvaro, por no abandonar el barco, en especial a tí mi amor por todos estos años que hemos compartido juntos apoyándonos el uno al otro, pero en especial por tener la paciencia de aguantar todos aquellos momentos de prueba en donde todo parecía perdido, siempre serás mi mayor inspiración.

Finalmente quiero dar un agradecimiento muy especial a las familias Torres Turcios y Dardón Orellana por todas sus atenciones a lo largo de este periodo.

Eva Patricia Ardón García

DEDICATORIA

A Dios Todopoderoso, le agradezco por iluminarme en cada instante de mi vida y en especial en cada una de las etapas que como estudiante he vivido, hasta lograr este objetivo.

A mi Padre (Q.D.D.G.), por haberme instado desde niño a ser una persona responsable y luchar por todo lo que es verdaderamente valioso, por haberme apoyado en todo momento de mi carrera, gracias papá por todo.

A mi Mamá Morena, a mi hermana Mónica, a mi sobrino Enrique y a todos los miembros de mi familia por apoyarme cada día para lograr este triunfo que también es de ustedes por todo el esfuerzo y cariño que me brindaron.

A mi abuelita Carmen, por brindarme esa fuerza y persistencia en especial por no habernos abandonado en los momentos más difíciles y por creer en mi capacidad.

A mis compañeros Eva Patricia y Mirna Dardón, por ayudarme a realizar este sueño, en especial a ti mi princesa por todo tú cariño y apoyo incondicional que me has brindado siempre, gracias Paty por confiar en mí y ser la inspiración de cada uno de mis amaneceres.

Finalmente quiero dar un agradecimiento muy especial a las familias Ardón García y Dardón Orellana por todas sus atenciones y plegarias, sin las cuales todo hubiese sido más difícil.

Álvaro Armando Torres Turcios

INDICE

RESUMEN	XXXIX
----------------------	-------

CAPITULO I. GENERALIDADES.

1.1 Antecedentes.....	2
1.1.1 Desarrollo histórico de la mampostería.....	2
1.1.2 Viviendas de mampostería en El Salvador y desarrollo de la normativa existente.....	3
1.2 Planteamiento del problema.....	7
1.3 Alcance.....	9
1.4 Objetivos.....	10
1.4.1 Objetivo general.....	10
1.4.2 Objetivos específicos.....	10
1.5 Limitaciones.....	11
1.6 Justificación.....	13

CAPITULO II. MARCO CONCEPTUAL.

2.1 Soluciones habitacionales.....	18
2.1.1 Problemática de la vivienda.....	18
2.1.2 Aspectos que determinan la situación habitacional.....	18
2.1.3 Déficit habitacional.....	19
2.1.4 Calidad de la vivienda.....	21
2.1.5 Programas de vivienda.....	22
2.1.6 Propuestas habitacionales.....	23
2.1.6.1 Viviendas unifamiliares con opciones de ampliación con sistema de bloques de concreto reforzado.....	24
2.1.6.2 Viviendas unifamiliares con sistema de concreto celular o convencional, moldeado in situ.....	26

2.1.6.3 Edificios de viviendas multifamiliares de 4 niveles con sistema de prefabricados de concreto.....	28
2.2 Diseño estructural.....	29
2.2.1 Estructuración.....	31
2.2.1.1 Criterios de estructuración en edificaciones.....	32
2.2.1.2 Características intrínsecas de las edificaciones para el comportamiento sísmico.....	32
2.2.2 Análisis.....	35
2.2.3 Dimensionamiento.....	37
2.3 Cargas.....	38
2.4 Sistemas estructurales.....	43
2.5 Sistemas estructurales de viviendas.....	46
2.5.1 Sistemas a base de mampostería reforzada.....	46
2.5.2 Comportamiento general de los sistemas tipo cajón.....	47
2.6 Componentes de los sistemas estructurales de las viviendas.....	50
2.6.1 Cimentaciones.....	50
2.6.1.1 Cimentaciones superficiales.....	51
2.6.1.2 Profundidad de desplante de las cimentaciones.....	55
2.6.2 Diafragmas.....	56
2.6.2.1 Clasificación.....	56
2.6.2.2 Deflexiones en los diafragmas.....	72
2.6.3 Sistemas de paredes.....	74
2.6.3.1 Comportamiento de paredes de mampostería.....	76
2.6.3.2 Dimensiones límites.....	90
2.6.3.3 Efectos de las aberturas en la capacidad axial de las paredes.....	93
2.6.3.4 El acero de refuerzo en la mampostería.....	95

CAPITULO III. CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

3.1 Generalidades.....	103
3.2 Criterios de estructuración.....	103
3.2.1 Planeamiento estructural de una vivienda.....	104
3.2.1.1 Sistema de resistencia sísmica.....	104
3.2.1.2 Criterios básicos para el planeamiento estructural de una vivienda individual o grupo de viviendas.....	106
3.2.2 Espesores de paredes.....	110
3.3 Análisis del sistema.....	111
3.3.1 Cargas muertas.....	112
3.3.2 Cargas vivas.....	113
3.3.3 Cargas de sismo.....	114
3.3.4 Cargas de viento.....	118
3.3.5 Combinaciones de carga.....	119
3.3.6 Análisis del sistema ante cargas verticales.....	123
3.3.6.1 Distribución de cargas verticales.....	124
3.3.6.2 Transmisión de cargas verticales.....	126
3.3.7 Análisis del sistema ante cargas laterales.....	129
3.3.7.1 Distribución horizontal del cortante de piso.....	129
3.3.7.2 Distribución del momento de volteo.....	134
3.3.8 Evaluación de la rigidez.....	135
Método de la columna ancha.....	138
Método de paredes acopladas.....	139
Método de las paredes empotradas.....	142
3.4 Análisis de elementos estructurales.....	149
3.4.1 Sistemas de paredes.....	150
3.4.1.1 Revisión de paredes por cortante.....	150
3.4.1.2 Revisión de paredes sometidas a flexión lateral.....	172
3.4.2 Sistemas de fundación.....	181
3.4.2.1 Estudio geotécnico.....	182

3.4.2.2	Criterios para la revisión estructural.....	183
3.4.3	Sistemas de entrepiso y techos.....	188
3.4.3.1	Losas de piso.....	188
	Losas Aligeradas.....	190
	Losas densas.....	198
3.4.3.2	Estructuras de techos.....	199
	Consideraciones para el análisis estructural.....	200
	Consideraciones particulares para el análisis.....	206
	Revisiones en la estructura de soporte.....	210
3.5	Comportamiento estructural de elementos.....	220
3.5.1	Propiedades de los materiales.....	222
3.5.1.1	Concreto.....	222
3.5.1.2	Acero de refuerzo.....	222
3.5.1.3	Mampostería.....	222
3.5.2	Resistencia nominal de elementos de concreto reforzado (ACI 318-02).....	223
3.5.2.1	Resistencia nominal a flexión y carga axial.....	223
3.5.2.2	Resistencia nominal a cortante.....	224
3.5.3	Resistencia nominal de elementos de mampostería reforzada (ACI 530-02).....	240
3.5.3.1	Resistencia nominal a flexión y carga axial.....	240
3.5.3.2	Resistencia nominal a cortante.....	243
3.6	Detallado del refuerzo.....	245
3.6.1	Detallado del refuerzo con base al reglamento ACI 530-02.....	245
3.6.1.1	Requerimientos de diseño sísmico.....	249
3.6.1.2	Conexiones de paredes que se intersectán.....	251
3.6.1.3	Traslapes del refuerzo.....	253
3.6.2	Detallado del refuerzo con base a la norma especial de diseño y construcción de viviendas (2004).....	254
3.6.2.1	Dobleces del refuerzo.....	255

3.6.2.2 Anclaje.....	256
3.6.2.3 Traslape del acero de refuerzo.....	257
3.6.2.4 Conexiones entre paredes.....	258
3.6.3 Detallado del refuerzo con base al reglamento ACI 318-02.....	259
3.6.3.1 Varillas de refuerzo.....	259
3.6.3.2 Ganchos estándar y diámetros mínimos de dobléz.....	260
3.6.3.3 Doblado.....	260
3.6.3.4 Colocación del refuerzo.....	261
3.6.3.5 Límites para el espaciamiento del refuerzo.....	263
3.6.3.6 Protección de concreto para el refuerzo.....	264
3.6.3.7 Refuerzo por contracción y temperatura.....	265
3.6.3.8 Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo.....	265
3.6.3.9 Empalmes de refuerzo.....	271
3.6.4 Detalles de conexión.....	276
3.6.4.1 Tipos.....	276
3.6.4.2 Condiciones de diseño.....	280
3.6.4.3 Las conexiones de Diafragma.....	281
3.6.4.4 Detalles de anclajes en la fundación.....	283

CAPITULO IV. CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO.

4.1 Generalidades.....	286
4.2 Materiales.....	286
4.2.1 Mampostería de bloque de concreto.....	287
4.2.1.1 Bloque de concreto.....	287
Designación ASTM para unidades de mampostería de concreto.....	289
Propiedades físicas y mecánicas.....	291
Otras características.....	299

Ensayos de laboratorio para los bloques de concreto.....	300
4.2.1.2 Mortero.....	304
Selección del tipo de mortero.....	304
Designación ASTM para tipos de mortero.....	305
Materiales.....	307
Proporcionamiento de la mezcla.....	316
Propiedades del Mortero en estado plástico.....	316
Propiedades del mortero en estado endurecido.....	318
Ensayos de laboratorio para el mortero.....	319
4.2.1.3 Concreto fluido (grout).....	325
Designación ASTM para tipos de concreto fluido.....	325
Materiales.....	326
Proporcionamiento.....	328
Propiedades del concreto fluido.....	329
Ensayos de laboratorio para el concreto fluido.....	330
4.2.1.4 Ensayos de laboratorio para prismas de mampostería.....	332
4.2.2 Concreto.....	338
4.2.2.1 Materiales.....	339
4.2.2.2 Proporcionamiento.....	341
4.2.2.3 Propiedades del concreto en estado plástico.....	341
4.2.2.4 Propiedades del concreto en estado endurecido.....	345
4.2.2.5 Ensayos de laboratorio para el concreto.....	348
4.2.3 Acero de refuerzo.....	354
4.2.3.1 Condiciones de la superficie del acero de refuerzo.....	356
4.2.3.2 Tamaño o diámetro de la varilla o alambre.....	356
4.2.3.3 Designación del grado de acero.....	356
4.2.3.4 Identificación de las varillas de acero.....	357
4.2.3.5 Corrugaciones.....	358
4.2.3.6 Propiedades del acero de refuerzo.....	358

4.2.3.7 Ensayos de laboratorio para el acero.....	360
4.3 Calificación de Laboratorios.....	365
4.3.1 Laboratorios de prueba para concreto y agregados.....	365
4.3.2 Laboratorios de prueba para unidades de mampostería.....	368

CAPITULO V. CONTROL DE CALIDAD DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCERTO.

5.1 Generalidades.....	374
5.2 Aseguramiento de la calidad.....	375
5.2.1 Aseguramiento de la calidad en el diseño.....	375
5.2.2 Aseguramiento de la calidad en la construcción.....	378
5.2.3 Componentes del aseguramiento de la calidad.....	383
5.2.4 Plan de higiene y seguridad industrial (PHSI).....	389
5.3 Planeamiento de la obra.....	396
5.3.1 Organización física.....	397
5.3.2 Almacenamiento de materiales.....	398
5.3.2.1 Bloques.....	398
5.3.2.2 Agregados.....	399
5.3.2.3 Materiales cementantes.....	400
5.3.2.4 Aditivos.....	402
5.3.2.5 Acero de refuerzo.....	402
5.4 Proceso constructivo.....	404
5.4.1 Actividades preliminares.....	404
5.4.2 Limpieza inicial del terreno.....	404
5.4.3 Nivelación.....	405
5.4.3.1 Puntos de referencia.....	405
5.4.3.2 Nivelaciones.....	405
5.4.4 Corte de bloques.....	406
5.4.5 Colocación de tuberías y ductos.....	407

5.4.6 Identificación y definición de las juntas de control.....	409
5.4.6.1 Ubicación de las juntas de control.....	410
5.4.6.2 Tipos de juntas de control.....	412
5.4.7 Fundaciones.....	413
5.4.7.1 Impermeabilización del sobrecimiento.....	420
5.4.8 Paredes.....	421
5.4.8.1 Mortero para pegamento bloque.....	422
Mezclado del mortero.....	422
5.4.8.2 Proceso constructivo del pegamento del bloque.....	426
Métodos para la elevación de la pared.....	427
Acabado en la junta.....	434
5.4.8.3 Colocación del acero de refuerzo vertical.....	436
Posicionamiento del refuerzo vertical.....	437
5.4.8.4 Colocación del acero de refuerzo horizontal.....	438
Recubrimiento del refuerzo horizontal.....	440
5.4.8.5 Colocación del concreto fluido “grout”.....	440
Mezclado del concreto fluido “grout”.....	440
5.4.8.6 Construcción de las soleras de amarre.....	443
5.4.9 Losas de entrepiso.....	444
5.4.10 Escaleras.....	449
5.4.10.1 Cálculo de huellas.....	450
5.4.11 Estructura de techo.....	453
5.4.11.1 Trazo y colocación de polines espaciales.....	453
5.4.11.2 Trazo y colocación de cubiertas.....	457
5.4.11.3 Corte y colocación de láminas.....	458
5.4.11.4 Sujeción de láminas.....	460
5.4.12 Acabados.....	462
5.4.12.1 Repellos.....	463
5.4.12.2 Afinado de paredes.....	464

5.4.12.3 Enchapes cerámicos.....	465
5.4.12.4 Pinturas.....	466
5.4.13 Tolerancias.....	468
5.4.13.1 Referencia a la especificación MSJC.....	469
5.4.14 Limpieza final.....	475
5.4.15 Mantenimiento.....	476
5.4.16 Propuesta de guía para el control de calidad en el proyecto de una vivienda de mampostería de bloque de concreto.....	479

CAPITULO VI. PROPUESTA DE REVISION ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA.

6.1 Generalidades.....	490
6.2 Descripción del proyecto.....	491
6.3 Análisis cualitativo de la vivienda.....	494
6.3.1 Revisión de los criterios de estructuración propuestos por la NEDCV.....	495
6.4 Análisis cuantitativo de la vivienda.....	502
6.4.1 Descripción del sistema estructural.....	502
6.4.1.1 Sistema de fundación.....	504
6.4.1.2 Sistema de piso.....	504
6.4.1.3 Sistema de paredes.....	505
6.4.1.4 Sistema de techo.....	505
6.4.2 Propiedades de los materiales.....	506
6.4.3 Reglamentos y referencias de diseño.....	506
6.4.4 Cargas utilizadas.....	507
6.4.5 Proceso de modelaje.....	513
6.4.6 Revisión de la capacidad a cortante de las paredes en cada dirección.....	515
6.4.7 Análisis de resultados.....	518
6.4.7.1 Revisión de paredes del primer nivel.....	520
6.4.7.2 Revisión de paredes del segundo nivel.....	532

6.4.7.3 Revisión del topping de la losa VT1-15.....	538
6.4.7.4 Revisión de las vigas de la estructura (soleras de fundación, vigas del entrepiso y soleras de coronamiento).....	545
6.4.7.5 Revisión de Polines tipo Joist.....	559
 CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	
Conclusiones.....	566
Recomendaciones.....	576
 BIBLIOGRAFÍA.....	 578
 ANEXOS.	
ANEXO 1 “Tabla de Pesos de Materiales de Construcción”.....	583
ANEXO 2 “Desarrollo de combinaciones de carga”.....	587
ANEXO 3 “Tablas de Ayuda para EL Cálculo de los Esfuerzos por Medio del Método de la Conexión de Cortante”.....	590
ANEXO 4 “Modelamiento de Estructuras Mediante el Programa ETABS”.....	595
ANEXO 5 “Detalles Estructurales”.....	621
ANEXO 6 “Resultados del Modelaje de la Vivienda por Medio del Software STRUCTURE CAD	622

INDICE DE TABLAS

CAPITULO II. GENERALIDADES.

Tabla 2.1	Déficit habitacional cuantitativo y cualitativo: 1992-2002.....	20
Tabla 2.2	Clasificación de las cargas que actúan en una estructura.....	40
Tabla 2.3	Máxima relación largo-ancho de diafragmas horizontales para ser considerados como rígidos.....	59

CAPITULO III. CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Tabla 3.1	Espesores de paredes según tipo de construcción.....	111
Tabla 3.2	Espesor sólido equivalente.....	111
Tabla 3.3	Peso de paredes.....	112
Tabla 3.4	Cargas vivas unitarias.....	113
Tabla 3.5	Coefficientes sísmicos.....	118
Tabla 3.6	Combinaciones de carga. RSEC Título II, Artículo 21.....	120
Tabla 3.7	Combinaciones de cargas. ACI 318-02, sección 9.2.....	120
Tabla 3.8	Combinaciones de carga simplificadas. Basadas en ACI 318-02.....	122
Tabla 3.9	Coefficiente C_{DP}	156
Tabla 3.10	Coefficientes de momentos de la PCA.....	177
Tabla 3.11	Coefficientes de momentos de la PCA.....	178
Tabla 3.12	Coefficientes para tableros rectangulares.....	180
Tabla 3.13	Espesor mínimo de losas de piso.....	189
Tabla 3.14	Tipos de vigueta, valores de diseño.....	191
Tabla 3.15	Coefficientes de los momentos. Sección 8.3.3 ACI 318-02.....	194
Tabla 3.16	Material utilizado en losa COPRESA tradicional.....	195
Tabla 3.17	Tipos de viguetas.....	196

Tabla 3.18	Longitud de bastones.....	197
Tabla 3.19	Cuantías mínimas de refuerzo para temperatura y retracción en losas.....	198
Tabla 3.20	Tabla 3.36 del AISC.....	215
Tabla 3.21	Tabla 3.50 del AISC.....	216
Tabla 3.22	Valores de K para columnas (Tabla C-C2.1 de AISC).....	217
Tabla 3.23	Propiedades geométricas de polines “C” distribuidos por GALVANISSA.....	220
Tabla 3.24	Factores de reducción de resistencia. ACI 318-02, 9.3.2.....	221
Tabla 3.25	Factores de reducción de resistencia. ACI 350-02, 3.1.4.....	221
Tabla 3.26	Parámetros de diseño en el límite de deformación de 0.005 para secciones controladas por tensión.....	231
Tabla 3.27	Disposiciones para diseño del refuerzo por cortante.....	239
Tabla 3.28	Resistencia a cortante ϕV_s para calibres de barras dadas y espaciamientos.....	240
Tabla 3.29	Dimensiones y pesos nominales de varillas (Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto).....	259
Tabla 3.30	Gancho estándar para refuerzo principal.....	260
Tabla 3.31	Gancho estándar para estribos y para anclaje de refuerzo.....	261
Tabla 3.32	Tolerancias de dimensiones críticas para la ubicación del refuerzo.....	262
Tabla 3.33	Distancias libres varillas, paquetes o tendones (cables).....	263
Tabla 3.34	Recubrimiento mínimo de concreto colado en obra (no presforzado).....	264
Tabla 3.35	Longitud de desarrollo l_d para refuerzo sin recubrimiento, ubicado en lecho inferior, concreto de peso normal.....	266
Tabla 3.36	Longitud de desarrollo l_d para refuerzo sin recubrimiento, ubicado en lecho superior, concreto de peso normal.....	267

Tabla 3.37	Longitud de desarrollo l_{dc} (cm) de varillas corrugadas grado 60 en compresión.....	268
Tabla 3.38	Longitud de desarrollo l_{dh} (centímetros) de ganchos estándar para acero sin recubrimiento y grado 60.....	269
Tabla 3.39	Condición de traslapes en tensión (en el lugar de traslape).....	275
Tabla 3.40	Revisiones mínimas para el control de calidad del detallado de los elementos de vivienda.....	277

CAPITULO IV. CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Tabla 4.1	Dimensiones de los bloques de concreto disponibles en nuestro medio.....	290
Tabla 4.2	Espesores mínimos de las caras y membranas.....	290
Tabla 4.3.	Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según la densidad (D) de su concreto.....	292
Tabla 4.4	Requisitos de resistencia y absorción.....	293
Tabla 4.5	Efecto del tipo de agregado en la contracción del concreto.....	297
Tabla 4.6	Muestreo de unidades según ASTM C 140-02.....	301
Tabla 4.7.	Requerimientos de la especificación por proporciones.....	306
Tabla 4.8	Requerimientos de la especificación por propiedades.....	307
Tabla 4.9	Resumen de las propiedades que otorga la cal al mortero para mamposterías durante y después de su aplicación.....	312
Tabla 4.10	Granulometría de la arena para morteros.....	314
Tabla 4.11	Proporcionamientos en volumen, recomendados para concretos fluidos en paredes de mampostería con refuerzo interior.....	326
Tabla 4.12	Granulometría para los agregados para el concreto fluido (Grout).....	329

Tabla 4.13	Tamaños estándar de agregado grueso. ASTM C 33 “Especificación Estándar para los agregados del concreto”.....	340
Tabla 4.14	Dosificaciones recomendadas para la elaboración del concreto	342
Tabla 4.15	Números de designación de las varillas corrugadas, pesos nominales, dimensiones nominales, y los requerimientos de corrugado. ASTM A 615-01.....	357
Tabla 4.16	Requisitos de tensión y elongación según norma ASTM A 615-01.....	364
Tabla 4.17	Requisitos para la prueba de doblez según norma ASTM A 615-01.....	365
Tabla 4.18	Cuadro resumen.....	366
Tabla 4.19	Requisitos del reporte de prueba (ASTM C 1077-02).....	368
Tabla 4.20	Equipo para ensayo de mampostería (ASTM C 1093-95).....	371
Tabla 4.21	Requisitos del reporte de prueba (ASTM C 1093-95).....	372

**CAPITULO V. CONTROL DE CALIDAD DEL PROCESO
CONSTRUCTIVO DE VIVIENDAS DE
MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.**

Tabla 5.1	Actividades principales de los involucrados de un proyecto....	384
Tabla 5.2	Pruebas a realizar para el control de calidad de los materiales	387
Tabla 5.3	Uso de equipo de protección personal.....	392
Tabla 5.4	Requerimientos de almacenaje y transporte de materiales.....	403
Tabla 5.5	Máximo espaciamiento de las juntas de control.....	410
Tabla 5.6	Tolerancia permitidas en el Art. 3.3 G. de La Especificación para Estructuras de Mampostería.....	472
Tabla 5.7	Check list del control de calidad de una vivienda de mampostería de bloque de concreto.....	481

CAPITULO VI. PROPUESTA DE REVISION ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA.

Tabla 6.1	Longitud efectiva de paredes en la primera planta.....	496
Tabla 6.2	Longitud efectiva de paredes en la segunda planta.....	497
Tabla 6.3	Evaluación de la excentricidad torsional estática.....	500
Tabla 6.4	Porcentaje de aberturas en el área de la pared.....	501
Tabla 6.5	Distancia mínima entre aberturas y el extremo de la pared.....	501
Tabla 6.6	Check-list de los requisitos de estructuración dados por la NEDCV.....	503
Tabla 6.7	Principales propiedades de los materiales.....	507
Tabla 6.8	Cargas de paredes del primer nivel.....	509
Tabla 6.9	Cargas de paredes del segundo nivel.....	509
Tabla 6.10	Pesos en losa.....	510
Tabla 6.11	Pesos de vigas del primer nivel.....	510
Tabla 6.12	Pesos de soleras de coronamiento.....	511
Tabla 6.13	Pesos en cubierta.....	511
Tabla 6.14	Resumen de evaluación de peso sísmico.....	512
Tabla 6.15	Revisión de la capacidad a cortante de las paredes del primer nivel en cada dirección.....	517
Tabla 6.16	Fuerzas internas obtenidas por medio del ETABS.....	518
Tabla 6.17	Revisión de cortante en paredes de mampostería reforzada de bloque de concreto según ACI 530-2002.....	524
Tabla 6.18	Evaluación del acero de refuerzo en los cargaderos.....	533
Tabla 6.19	Revisión de flexión lateral en paredes del segundo nivel según ACI 530-2002.....	535
Tabla 6.20	Tipos de Electormalla MONOLIT.....	540

Tabla 6.21	Revisión por flexión en topping de losa de concreto VT1-15 (e = 6 cm) y losa densa (e = 15 cm), Momento M22 (lecho inferior), según ACI 318-02.....	542
Tabla 6.22	Revisión por flexión en topping de losa de concreto VT1-15 (e = 6 cm) y losa densa (e = 15 cm), Momento M22 (lecho superior), según ACI 318-02.....	543
Tabla 6.23	Refuerzo por flexión en vigas de concreto reforzado según ACI 318-02.....	547
Tabla 6.24	Refuerzo por flexión en vigas de concreto reforzado según ACI 318-02 (continuación).....	548
Tabla 6.25	Refuerzo por flexión en vigas de concreto reforzado según ACI 318-02 (continuación).....	549
Tabla 6.26	Refuerzo por cortante en vigas según ACI 318-02.....	550
Tabla 6.27	Refuerzo por cortante en vigas según ACI 318-02 (continuación).....	551
Tabla 6.28	Refuerzo por cortante en vigas según el ACI 318-02 (continuación).....	552
Tabla 6.29	Tabla Joist para costanera.....	559
Tabla 6.30	Revisión de flexión y cortante de polín joist.....	561

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I. GENERALIDADES.

Figura 1.1	Zigurat de la ciudad de Ur.....	3
Figura 1.2	Centros urbanos construidos por el I.V.U.....	8
Figura 1.3	Diagrama de flujo de las viviendas afectadas (información de DIGESTYC 1999 y 2001).....	14

CAPITULO II. MARCO CONCEPTUAL.

Figura 2.1	Modelos tridimensionales y plantas estructurales del primero y segundo nivel	25
Figura 2.2	Modelos tridimensionales.....	27
Figura 2.3	Planta de techos y modelos tridimensionales del multifamiliar....	29
Figura 2.4	Distribuciones indeseables del peso del edificio.....	33
Figura 2.5	a) Plantas irregulares en edificios de mampostería, b) Distribución asimétrica de muros en planta.....	34
Figura 2.6	Continuidad de muros en elevación.....	35
Figura 2.7	Edificio de apartamentos en la colonia Escalón.....	46
Figura 2.8	Estructura con paredes de corte (tipo cajón).....	48
Figura 2.9	Distribución de cargas laterales en un edificio de un piso.....	49
Figura 2.10	Zapata aislada.....	52
Figura 2.11	Zapata corrida simétrica.....	53
Figura 2.12	Formas comunes en planta para zapatas en voladizo.....	53
Figura 2.13	Losa de cimentación.....	54
Figura 2.14	Tipos de soleras de fundación.....	55
Figura 2.15	Comportamiento de un diafragma.....	56
Figura 2.16	Distribución simétrica de la fuerza lateral a través de un diafragma rígido.....	58

Figura 2.17	Distribución no-simétrica de la fuerza lateral a través de un diafragma rígido.....	58
Figura 2.18	Tipos de losas macizas según la dirección de cargas.....	60
Figura 2.19	Losas reforzadas en dos direcciones.....	61
Figura 2.20	Secciones transversales de un entrepiso de viguetas en una dirección.....	62
Figura 2.21	Principales dimensiones de las losas de viguetas tradicionales....	64
Figura 2.22	Principales dimensiones de las losas de viguetas de alma llena...	64
Figura 2.23	Diferentes tipos de bovedillas.....	65
Figura 2.24	Distribución de la fuerza lateral a través de un diafragma flexible. (Arreglo simétrico de rigideces).....	66
Figura 2.25	Distribución de la fuerza lateral a través de un diafragma flexible. (Arreglo no-simétrico de rigideces).....	66
Figura 2.26	Uso de una viga de rigidez en un diafragma flexible.....	67
Figura 2.27	Ejemplos de la inclinación del techo.....	70
Figura 2.28	Elementos que componen la cubierta.....	71
Figura 2.29	Idealización de un diafragma semirígido.....	71
Figura 2.30	Edificio de planta alargada en donde las deformaciones del diafragma inciden en la distribución de las fuerzas horizontales...	72
Figura 2.31	Deflexión lateral en paredes.....	74
Figura 2.32	Requisitos para paredes de mampostería confinada.....	75
Figura 2.33	Requisitos de refuerzo en paredes de mampostería con refuerzo interior.....	77
Figura 2.34	Cargas a las que está expuesta una pared.....	78
Figura 2.35	Deformación del prisma.....	80
Figura 2.36	Cortante en paredes.....	81
Figura 2.37	Eficacia del refuerzo vertical y horizontal para resistir cortante...	84
Figura 2.38	Flexión en paredes.....	86

Figura 2.39	Junta de mortero deformado y esfuerzos resultantes debido a cargas excéntricas.....	88
Figura 2.40	Diagrama de cuerpo libre de un segmento de pared.....	89
Figura 2.41	Área efectiva asumida en compresión por flexión, en fuerza normal al plano de la pared.....	91
Figura 2.42	Determinación del espesor equivalente.....	91
Figura 2.43	Ancho efectivo, b, asumido en cortante, en fuerza normal al plano de la pared.....	92
Figura 2.44	Área efectiva asumida en cortante, en fuerza paralela al plano de la pared.....	92
Figura 2.45	Diagrama de cuerpo libre de un dintel.....	94
Figura 2.46	Acción de arco entre múltiples aberturas.....	95
Figura 2.47	Fuerzas transmitidas por la pared al acero.....	97
Figura 2.48	Refuerzo en escalería.....	100
Figura 2.49	Anclaje del refuerzo horizontal.....	100

CAPITULO III. CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Figura 3.1	Tipos de paredes estructurales.....	105
Figura 3.2	Disposición de las paredes en planta.....	106
Figura 3.3	Continuidad de las paredes en viviendas de dos plantas.....	107
Figura 3.4	La planta de la vivienda no debe ser alargada.....	108
Figura 3.5	Disposición de las aberturas en una pared.....	109
Figura 3.6	Junta sísmica necesaria en cambio de nivel de terraza.....	109
Figura 3.7	Junta sísmica necesaria cuando existen cambios significativos en la calidad del suelo.....	110
Figura 3.8	Junta sísmica necesaria cuando el proyecto arquitectónico contempla cambio en el número de niveles de las viviendas.....	110

Figura 3.9	Vivienda de dos plantas con diafragma rígido a nivel cubierta y a nivel de piso.....	114
Figura 3.10	Vivienda de dos plantas con diafragma rígido a nivel de piso y cubierta flexible.....	115
Figura 3.11	Fuerzas de sismo actuando en paredes de viviendas de un nivel o en viviendas de dos plantas con diafragma flexible en el segundo nivel.....	116
Figura 3.12	Zonificación Sísmica para la República de El Salvador, Sept. 1993 (Norma Técnica para Diseño por Sismo).....	118
Figura 3.13	Fuerzas de viento actuando en la cubierta.....	119
Figura 3.14	Distribución de cargas en paredes sólidas.....	125
Figura 3.15	Distribución de carga uniforme aproximada sobre cargaderos...	126
Figura 3.16	Transmisión de cargas verticales.....	128
Figura 3.17	Paredes paralelas conectadas por medio de losa.....	130
Figura 3.18	Cortante por torsión.....	131
Figura 3.19	Determinación del cortante por torsión.....	132
Figura 3.20	Momentos de volteo.....	135
Figura 3.21	Deformaciones por cortante y por flexión de una pared en voladizo sujeta a carga lateral.....	136
Figura 3.22	Algunos casos de paredes con huecos que pueden analizarse con el método de la columna ancha.....	139
Figura 3.23	Pared con una sola banda de aberturas.....	141
Figura 3.24	Deflexión de un elemento de pared de corte.....	143
Figura 3.25	Paredes en paralelo.....	144
Figura 3.26	Paredes en serie.....	145
Figura 3.27	Pared de un nivel con aberturas.....	147
Figura 3.28	Requisito de excentricidad torsional para considerar una distribución simétrica de las paredes en una dirección.....	154
Figura 3.29	Paredes de corte acopladas. Medio continuo equivalente.....	159

Figura 3.30	Distribución de esfuerzos en paredes 1 y 2. Superposición de distribución de esfuerzos debido a la acción del voladizo individual y compuesto.....	160
Figura 3.31	Esfuerzos actuantes en la pared.....	167
Figura 3.32	Diagrama de esfuerzos.....	168
Figura 3.33	Fuerzas resultantes producto del acoplamiento.....	172
Figura 3.34	Ejemplo de planta arquitectónica.....	173
Figura 3.35	Modelo de pared entre los ejes 1 y 2'.....	174
Figura 3.36	Distribución del área tributaria en un tablero de pared o losa.....	174
Figura 3.37	Tipos de tableros considerados por el reglamento.....	179
Figura 3.38	Caso no contemplado por el reglamento.....	181
Figura 3.39	Las soleras de fundación deben formar cuadros completos.....	184
Figura 3.40	Planta de fundaciones.....	185
Figura 3.41	Modelo del eje 1.....	186
Figura 3.42	Reacción del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de la distribución lineal de presiones.....	187
Figura 3.43	Corte en un punto de la solera.....	187
Figura 3.44	Condiciones de apoyo en losas densas (macizas) en una dirección.....	190
Figura 3.45	Idealización de modelo bajo el cual se diseñan entrepiso pre-esforzados.....	192
Figura 3.46	Momentos de continuidad sección 8.3.3 (ACI 318-02).....	193
Figura 3.47	Franja de losa que trabaja como viga de un metro de ancho.....	198
Figura 3.48	Flujo de cargas gravitacionales en estructuras de techo flexible...	199
Figura 3.49	Acciones de miembro para elementos de soporte sometidos a flexión.....	200
Figura 3.50	Esfuerzos de flexocompresión en vigas.....	201
Figura 3.51	Condición de carga que produce flexión biaxial.....	202

Figura 3.52	Posición del centro de cortante para algunas secciones transversales comunes.....	203
Figura 3.53	Condición típica de carga que da lugar a torsión.....	205
Figura 3.54	Simplificaciones al problema de torsión en vigas.....	206
Figura 3.55	Diagramas de cortante y momento flector para vigas continuas...	207
Figura 3.56	Polín espacial apoyado en vigas metálicas.....	208
Figura 3.57	Polín tipo “C” sobre vigas metálicas.....	208
Figura 3.58	Condiciones más desfavorables para una viga simplemente apoyada.....	210
Figura 3.59	Condición de pandeo local y total en polines espaciales.....	213
Figura 3.60	Sección transversal de la celosía.....	218
Figura 3.61	Descomposición de la carga aplicada a un polín “C”, dependiendo de su inclinación.....	219
Figura 3.62	Distribución rectangular equivalente de esfuerzos.....	226
Figura 3.63	Distribución de deformación y esfuerzo para una sección con patín (sección T).....	227
Figura 3.64	Distribución de deformación y esfuerzo para una sección rectangular doblemente reforzada.....	228
Figura 3.65	Condición de deformación balanceada en flexión.....	229
Figura 3.66	Deformaciones y esfuerzos en el límite para secciones controladas por tensión.....	231
Figura 3.67	Deformación y esfuerzo para una sección sujeta a carga axial y flexión combinadas.....	234
Figura 3.68	Secciones críticas para evaluación de la fuerza cortante factorizada V_u cuando se satisfacen las condiciones del ACI 11.1.3.....	236
Figura 3.69	Secciones críticas para evaluación de la fuerza cortante factorizada V_u cuando no se satisfacen las condiciones del ACI 11.1.3.....	236

Figura 3.70	Requisitos de resistencia a cortante.....	239
Figura 3.71	Bloque de Esfuerzos Rectangular Equivalente.....	241
Figura 3.72	Límites para el diámetro de refuerzo.....	246
Figura 3.73	Separación de varillas en columnas y pilastras.....	246
Figura 3.74	Traslapes en contacto y traslapes adyacentes.....	247
Figura 3.75	Puntos de corte para varillas en paquete.....	247
Figura 3.76	Gancho estándar con un dobléz de 180°.....	248
Figura 3.77	Gancho estándar con un dobléz de 90°.....	248
Figura 3.78	Estribos y amarres con un dobléz de 90° y 135°.....	249
Figura 3.79	Refuerzo Mínimo prescrito para paredes de corte de mampostería con refuerzo especial.....	251
Figura 3.80	Aparejo cuatropeado en intersecciones de paredes.....	252
Figura 3.81	Conectores de acero en intersecciones de paredes.....	252
Figura 3.82	Bloques soleras en intersecciones de paredes.....	253
Figura 3.83	Espaciamiento transversal de varillas adyacentes.....	254
Figura 3.84	Espesores mínimos de junta (sisá) en paredes de mampostería con refuerzo interior.....	255
Figura 3.85	Recubrimiento mínimo de refuerzo horizontal embebido en junta (sisá).....	255
Figura 3.86	Recubrimiento mínimo (vertical u horizontal) en paredes de mampostería con refuerzo interior.....	255
Figura 3.87	Dobleces de las varillas de refuerzo: Ganchos de 90, 135 y 180 grados.....	256
Figura 3.88	Anclaje del refuerzo horizontal en nervios o celdas reforzadas....	257
Figura 3.89	Detallado del refuerzo en paredes que se conectan.....	258
Figura 3.90	Tolerancias para el dobléz de la varilla y la ubicación de los cortes.....	262
Figura 3.91	Longitud de desarrollo l_{dh} para ganchos estándar.....	269

Figura 3.92	Recubrimientos de concreto referidos en sección 12.5.3 (a) del código ACI.....	270
Figura 3.93	Espacio libre efectivo de barras traslapadas.....	275
Figura 3.94	Conexión pared-losa colada en el lugar.....	282
Figura 3.95	Sistema de entrepiso de bloque y viga.....	283
Figura 3.96	Detalles para la fundación.....	284

CAPITULO IV. CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Figura 4.1	Unidades de mampostería de bloques de concreto.....	288
Figura 4.2	Partes componentes de un bloque de concreto.....	288
Figura 4.3	Agrietamiento del concreto debido a la contracción por secado...	296
Figura 4.4	Prueba de sedimentación.....	315
Figura 4.5	El procedimiento de la mesa de flujo.....	321
Figura 4.6	Moldes para fabricar los especímenes para la prueba de compresión.....	322
Figura 4.7	Orden de compactación durante moldeo de los cubos.....	323
Figura 4.8	Prueba a compresión de cubo de mortero.....	324
Figura 4.9	Elaboración del prisma de concreto fluido.....	331
Figura 4.10	Elaboración de un prisma de mampostería de acuerdo a ASTM C 1314.....	333
Figura 4.11	Preparación de probeta de prisma de mampostería para prueba a compresión ASTM C 1314 para control de calidad en obra.....	334
Figura 4.12	Prueba de resistencia de adherencia del mortero al bloque de concreto ASTM C 952.....	336
Figura 4.13	Prueba de adherencia por flexión de la mampostería ASTM E 518.....	336

Figura 4.14	Prueba a tensión diagonal o cortante de la mampostería.....	337
Figura 4.15	Pruebas de revenimiento de concreto, mortero y lechada.....	338
Figura 4.16	Equipo para prueba de revenimiento.....	350
Figura 4.17	Ensayo de compresión de cilindros de concreto.....	354
Figura 4.18	Identificación de las varillas de acero.....	358
Figura 4.19	Extensómetro de Moore.....	361
Figura 4.20	Determinación de la longitud final para rupturas, dentro y fuera del tramo de calibración en el ensayo de tensión de varillas.....	362
Figura 4.21	Fracturas típicas por tensión de los metales.....	362

CAPITULO V. CONTROL DE CALIDAD DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Figura 5.1	Organigrama del funcionamiento del control de calidad en la construcción.....	385
Figura 5.2	Señalizaciones a utilizar en la obra.....	393
Figura 5.3	Organización física de la obra.....	397
Figura 5.4	Almacenamiento de los bloques en la obra.....	399
Figura 5.5	Forma correcta e incorrecta de colocar los bloques.....	399
Figura 5.6	Almacenamiento de los agregados en la obra.....	400
Figura 5.7	Almacenamiento de los cementantes en la obra.....	401
Figura 5.8	Almacenamiento del acero de refuerzo en la obra.....	402
Figura 5.9	Dimensiones de los huecos para ventanas de inspección.....	406
Figura 5.10	Cortadora de bloques.....	407
Figura 5.11	Corte de bloques para ventanas de inspección.....	407
Figura 5.12	Colocación de ductos al interior de la pared.....	408
Figura 5.13	Colocación inadecuada de los ductos en la pared.....	409
Figura 5.14	Caja para instalación eléctrica.....	409
Figura 5.15	Ubicación de las jutas de control.....	411

Figura 5.16	Ubicación de juntas de control en aberturas.....	411
Figura 5.17	Barra en forma de “Z” para juntas de control.....	412
Figura 5.18	Juntas de control flexibles.....	413
Figura 5.19	Trazo de la cimentación.....	414
Figura 5.20	Excavación de la zanja para la fundación.....	415
Figura 5.21	Equipo de campo para la determinación de la densidad “in situ”..	416
Figura 5.22	Fabricación de la solera de fundación.....	418
Figura 5.23	Preparación de la superficie de la solera.....	418
Figura 5.24	Nivelación de la superficie de la solera.....	419
Figura 5.25	Sobrecimiento.....	420
Figura 5.26	Mezclado manual del mortero.....	423
Figura 5.27	Adición de agua a la mezcla de mortero.....	423
Figura 5.28	Mezclador de eje horizontal.....	424
Figura 5.29	Reemezclado el mortero.....	425
Figura 5.30	Proceso de pegado de bloques en la elevación de la pared.....	428
Figura 5.31	Verificación de niveles, altura y verticalidad.....	428
Figura 5.32	Espacios sin grout en una celda por falta de limpieza.....	429
Figura 5.33	Colocación uno a uno los bloques.....	430
Figura 5.34	Sisado de las unidades.....	431
Figura 5.35	Acabado de las sisas de la pared.....	431
Figura 5.36	Elevación de la pared por el método de esquinas.....	432
Figura 5.37	Verificación de la planitud, horizontalidad y verticalidad.....	432
Figura 5.38	Colocación de unidades intermedias.....	433
Figura 5.39	Proceso de elevación de la pared por esquinas.....	433
Figura 5.40	Tipos de acabados en las juntas.....	434
Figura 5.41	Sellador de las juntas de mortero.....	435
Figura 5.42	Colocación del acero vertical.....	436
Figura 5.43	Espaciadores para refuerzo vertical.....	437
Figura 5.44	Corrección de posición para el refuerzo vertical.....	438

Figura 5.45	Espaciadores para refuerzo horizontal y vertical.....	439
Figura 5.46	Recubrimiento del refuerzo horizontal.....	440
Figura 5.47	Colado de baja altura.....	441
Figura 5.48	Alturas de colado del concreto fluido.....	442
Figura 5.49	Construcción de las vigas de amarre.....	443
Figura 5.50	Protección de las celdas sin refuerzo.....	444
Figura 5.51	Elaboración de moldes para proteger las celdas.....	444
Figura 5.52	Vigueta y bovedilla tradicional.....	445
Figura 5.53	Ubicación de las instalaciones agua potable y drenajes dentro de la losa.....	446
Figura 5.54	Ubicación de las instalaciones eléctricas dentro de la losa.....	447
Figura 5.55	Colocación de mechas y/o anclajes para cielo falso.....	448
Figura 5.56	Detalle de empalme entre mallas.....	449
Figura 5.57	Detalle de escalera.....	450
Figura 5.58	Trazado de escalera.....	451
Figura 5.59	Encofrado de la escalera.....	452
Figura 5.60	Colado y curado de la escalera.....	452
Figura 5.61	Verificando horizontalidad de polines de cumbrera.....	455
Figura 5.62	Perforación de solera para soldar varilla inferior de polín.....	455
Figura 5.63	Soldando en la solera todos los polines de arriba hacia abajo de la cumbrera.....	456
Figura 5.64	Dirección recomendable para el montaje de las láminas.....	457
Figura 5.65	Diagrama para el despunte de láminas.....	458
Figura 5.66	Corte de lámina.....	459
Figura 5.67	Colocación de láminas.....	460
Figura 5.68	(a) Ubicación de tramos. (b) partes de un tramo. (c) Fijación de polines.....	461
Figura 5.69	Cordel guía para la perforación de las láminas.....	461
Figura 5.70	Marcando las crestas a perforar.....	462

Figura 5.71	Repello y afinado en pared.....	463
Figura 5.72	Aplicación del repello en paredes.....	464
Figura 5.73	Nivelación de la superficie.....	465
Figura 5.74	Aplicación del afinado en paredes.....	466
Figura 5.75	Tolerancias del acero vertical en celdas reforzadas.....	475

CAPITULO VI. PROPUESTA DE REVISION ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA.

Figura 6.1	Planta arquitectónica del primer nivel.....	492
Figura 6.2	Planta arquitectónica del segundo nivel.....	492
Figura 6.3	Planta arquitectónica de techos.....	493
Figura 6.4	Elevación principal.....	493
Figura 6.5	Elevación posterior.....	494
Figura 6.6	Ubicación del centro de rigidez.....	499
Figura 6.7	Planta de fundaciones.....	504
Figura 6.8	Planta de entrepisos.....	505
Figura 6.9	Planta estructural de techos.....	506
Figura 6.10	Proceso de modelaje de estructuras por medio de un software.....	514
Figura 6.11	Convención de signos de salida para las fuerzas internas en los elementos de marco.....	519
Figura 6.12	Convención de signos de salida para las fuerzas internas en los elementos superficiales.....	519
Figura 6.13	Valores de Tensión diagonal positiva para el eje “7”.....	522
Figura 6.14	Valores de Tensión diagonal negativa para el eje “7”.....	522
Figura 6.15	Tipología empleada para los ejes 1, 2 y 3.....	525
Figura 6.16	Tipología empleada para los ejes 4 y 5.....	526
Figura 6.17	Tipología empleada para los ejes 6 y 7.....	527
Figura 6.18	Tipología empleada para los ejes A, B y C.....	528
Figura 6.19	Tipología empleada para los ejes D, E y F.....	529

Figura 6.20	Tipología empleada para el eje G.....	530
Figura 6.21	Dimensiones de diseño para pilas y repisas.....	530
Figura 6.22	F11 (+) en eje 4.....	536
Figura 6.23	F22 (+) en eje 4.....	536
Figura 6.24	M11 (-) en eje A.....	537
Figura 6.25	M22 (-) en eje A.....	537
Figura 6.26	M 11 (-) en losa.....	541
Figura 6.27	M 11 (+) en losa.....	544
Figura 6.28	M 22 (-) en losa.....	544
Figura 6.29	M 22 (+) en losa.....	545
Figura 6.30	Secciones de vigas.....	546
Figura 6.31	Momento flector en fundaciones.....	553
Figura 6.32	Cortante en fundaciones.....	554
Figura 6.33	Momento en entrepiso.....	555
Figura 6.34	Cortante en entrepiso.....	556
Figura 6.35	Cortante en cubierta.....	557
Figura 6.36	Momento flector en soleras de coronamiento.....	558
Figura 6.37	Cortante en polines.	562
Figura 6.38	Momento en polines.	563

INDICE DE GRAFICOS

CAPITULO III. CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Grafico 3.1	Variación de los esfuerzos flexionantes en la pared. Factor K_2 ...	161
Grafico 3.2	Variación de los esfuerzos flexionantes en la pared. Factor K_1	162
Grafico 3.3	Variación de los esfuerzos en la viga de conexión. Factores K_3 y K'_3	164
Grafico 3.4	Variación de la deflexión. Factor K_4	165
Grafico 3.5	Relación entre la razón de refuerzo balanceado y la deformación neta a tensión para acero grado 60.....	232

CAPITULO IV. CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO.

Grafico 4.1	Efecto característico del contenido de agua en la contracción por secado.....	298
Grafico 4.2	Relaciones edad-resistencia típicas del concreto basadas en ensayos a compresión de cilindros de 15x30 cm, empleando cemento Pórtland tipo I y un curado húmedo a 21°C.....	347
Grafico 4.3	Grafica esfuerzo deformación del acero.....	359

SIGLAS EMPLEADAS

ACI:	American Concrete Institute.
AISC:	American Institute of Steel Construction.
ASCE:	American Society of Civil Engineers.
ASTM:	American Society Test Materials.
AWS:	American Welding Society.
FONAVIPO:	Fondo Nacional para la Vivienda Popular.
FSV:	Fondo Social para la Vivienda.
IVU:	Instituto de Vivienda Urbana.
MSJC:	Masonry Standards Joint Committee.
NAO:	Nuevos Asentamientos Organizados.
NEDCV:	Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas.
PCA:	Portland Cement Association.
RSEC:	Reglamento para la Seguridad de las Construcciones de El Salvador.
UBC:	Uniform Building Code.
VMVDU:	Vice Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano.

RESUMEN.

El presente trabajo titulado “*Guía para el Control de Calidad del Diseño Estructural y de la Construcción de Viviendas de Una y Dos Plantas de Mampostería de Bloque de Concreto*”, aborda los aspectos más importantes respecto al tema de control de calidad en todas las etapas del proyecto de una vivienda, dividiendo el estudio en los siguientes apartados:

En los capítulos I y II, en primer lugar, se aborda de manera general la problemática del sector vivienda en el país y las soluciones que al respecto plantean algunas organizaciones; posteriormente, se exponen los conceptos básicos a fines al tema de diseño, estructuración y análisis de las edificaciones en general, así como la definición y clasificación de cada uno de los componentes del sistema estructural de una vivienda.

El capítulo III es más específico, enfocado a los criterios de estructuración, análisis y comportamiento de los elementos estructurales componentes de una vivienda, para desarrollar un adecuado control de calidad en esta etapa del proyecto; donde la principal herramienta de control la conforman las disposiciones de los códigos como el ACI 318-02 (para elementos de concreto) y ACI 530-02 (para elementos de mampostería); así como también los reglamentos y normas técnicas de nuestro país, tales como, El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de 1994 y la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas del año 2004.

El capítulo IV trata de manera general los temas relativos al control de calidad de los materiales estructurales que con mayor frecuencia son utilizados en la construcción de viviendas en nuestro país, principalmente aquellos que conforman la mampostería de bloque de concreto, ya que siendo las paredes el principal elemento estructural de las viviendas, se hace importante conocer todos los controles y pruebas que se deben

realizar a estos materiales; para ello, se estipulan las normas ASTM que debe de satisfacer cada material para ser aceptado en la construcción formal de nuestro país.

Con la información recopilada en los capítulos anteriores, en el capítulo V se exponen los conceptos de aseguramiento de calidad que deben de ejecutarse para lograr un adecuado control de todos los procesos que intervienen en los proyectos de viviendas. De igual forma, en este capítulo se describen brevemente los procesos constructivos que se deben seguir para lograr el pleno desempeño de toda la estructura. Además, se presenta una propuesta de guía para llevar el control de todos los procesos del proyecto, desde los documentos generados en la etapa de diseño hasta el control de los procesos ejecutados en la etapa de construcción de una vivienda de mampostería de bloque de concreto.

Para finalizar en el capítulo VI se ha elaborado una propuesta para la revisión estructural de una vivienda en la cual se han desarrollado dos tipos de revisiones, una cualitativa la cual consiste básicamente en el chequeo de los criterios de estructuración detallados en la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, y la otra revisión es un análisis cuantitativo consiste en la determinación de acciones internas de los elementos por medio del modelaje de una vivienda en el programa ETABS.

CAPITULO I

GENERALIDADES.

1.1 ANTECEDENTES.

1.1.1 DESARROLLO HISTORICO DE LA MAMPOSTERIA.

Desde el aparecimiento del hombre han surgido diversas necesidades y una de ellas ha sido encontrar un lugar adecuado donde habitar y protegerse de las inclemencias de la naturaleza. Es así, como surge la idea primitiva de la vivienda, que pasó desde simples cuevas, hasta el apilamiento de piedras para formar una estructura que sirviera como unidad habitacional, pero debido a la lenta transmisión de técnicas o procesos adecuados de construcción, la invención era repetida una y otra vez.

La mampostería se comienza a desarrollar probablemente con la utilización del mortero de barro, el cual permitió no solo apilar, sino acomodar o asentar con mayor facilidad las piedras que se utilizaban como unidades.

La unidad de mampostería fabricada por el hombre a partir de una masa de barro secada al sol, para sustituir a la piedra natural, debió ocurrir en lugares donde esta última no podía encontrarse. El vestigio más antiguo se encontró realizando excavaciones arqueológicas en Jericó, en el medio oriente.

Durante el cuarto milenio a.C. en el sur de Mesopotamia se instalaron los sumerios, pueblo que se piensa es originario de Asia Central. Los sumerios se caracterizaron por su inteligencia y su laboriosidad, dando a Mesopotamia el merecido nombre de cuna de la civilización. Considerados también como iniciadores de la ingeniería, inventaron el molde que posibilitaba la producción rápida de unidades prácticamente iguales, es así como pudieron desarrollar grandes templos como los zigurats, siendo el da ciudad de Ur (2,125 a.C.) uno de los más importantes, con una base de 62 m por 43 m y una altura de 21 m, tenían un núcleo de adobe y un forro de mampostería de 2.4 m de espesor, hecho de ladrillos cerámicos asentados con mortero de betún, en el que se incorporó tejidos de caña (ver figura 1.1).



Figura 1.1

Zigurat de la ciudad de Ur.

De ahí en adelante el adobe fue utilizado a lo largo de la historia, por muchas civilizaciones, y fue traído al nuevo mundo por los europeos. Y no fue, sino hasta los años comprendidos entre 1850 y 1870 cuando se inventa y patenta el bloque de concreto.¹

1.1.2 VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA EN EL SALVADOR, Y SURGIMIENTO DE LA NORVATIVA EXISTENTE.

En El Salvador, la industria de la construcción ha cambiado según las necesidades de la época, iniciándose desde el rancho de paja con paredes de vara de maicillo, pasando por estructuras de adobe y bahareque hasta llegar al sistema mixto que comprende concreto, hierro, ladrillo y bloques, siendo la mampostería de concreto con refuerzo integral la más utilizada actualmente.²

De hecho, en El Salvador se ha utilizado el sistema de bloques de concreto por casi medio siglo, con gran éxito y más intensamente en el último cuarto de siglo. La

¹ Héctor Gallegos, Las Estructuras Mampostería, Apuntes de la Fundación ICA, México 1999. p.12.

² Ascencio, José, Experiencias de construcción a base de mampostería reforzada. Primer Simposio Nacional sobre Mampostería Reforzada, San Salvador, 1989. p.1

razón de ello es su costo competitivo, rendimiento y accesibilidad en el mercado y a su técnica de utilización. Otra razón muy importante, es que se ha demostrado su buen comportamiento estructural ante sismos.³

Sin embargo, esto no ha sido siempre así, ya que a lo largo de la historia del país, se ha visto la necesidad de garantizar la calidad de las técnicas y materiales utilizados en la industria de la construcción; además de establecer un reglamento que especifique los requisitos mínimos de seguridad estructural en las edificaciones.

Las primeras normas de diseño sísmico surgieron en nuestro país el 10 de Enero de 1966, como consecuencia del sismo del 3 de Mayo de 1965. Estas normas eran de carácter transitorio mientras se elaboraban las normas de diseño sísmico definitivas; sin embargo, estas permanecieron sin ningún cambio o modificación por casi 20 años, a pesar de los avances científicos en el área de la ingeniería sísmica, en las normativas de diseño, así como en la experiencia local adquirida. Luego de varios esfuerzos por establecer un reglamento, fue hasta el terremoto del 10 de Octubre de 1986 y a raíz de sus consecuencias catastróficas, que esta meta fue concretizada.

Debido a dicho terremoto se emitió el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador con naturaleza de transitorio, quedando en función del MOP la elaboración de un reglamento definitivo.⁴

Después de varios estudios realizados por el MOP con el apoyo de los diferentes gremios de la industria de la construcción se decretó el 23 de Octubre de 1996 el denominado "Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones" el cual tiene como objetivo establecer requisitos mínimos en lo que respecta a diseño estructural, ejecución, supervisión estructural y uso de las construcciones. Este a su vez posee un conjunto de Normas Técnicas las cuales definen los procedimientos de

³ Revista N° 36 del ISCYC, VIVITAT Hábitat Popular Sustentable, San Salvador, 2005.p.15

⁴ Ministerio de Obras Públicas, Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, El Salvador, 1994.p.1

diseño de sismo y viento, así como los requisitos mínimos de diseño y construcción para determinados materiales.⁵

En lo que respecta a la calidad de la mampostería reforzada, el control de esta ha sido deficiente durante su historia, existiendo en el mercado mampostería la cual es ofrecida con propiedades que no son confiables y en otros casos sin hacer ninguna referencia a estas.

A pesar que en nuestro país se fabrica bloque de concreto desde el año 1950 por la fabrica SALTEX y a partir de 1978 por Blokitubos, las cuales son las dos grandes proveedoras de bloque de concreto para la industria de la construcción, aunque existen otras pequeñas fabricas como PRECASA, BLOCASA y PREFASA, por mencionar algunas. Sin embargo, la calidad del bloque entre las dos grandes fábricas, difiere en cierto grado siendo unos más confiables que otros. Este hecho se ve agravado al considerar que actualmente el bloque hueco de concreto es el material de mayor volumen de uso en el país, y al que menos importancia se le da a la hora de llevar una supervisión estructural.

Si bien es cierto que este sistema es utilizado mayormente en viviendas y edificios de pocos niveles, es necesario garantizar tanto a empresas constructoras como a usuarios que el uso de la mampostería reforzada ofrecerá seguridad estructural al mismo tiempo que economía.

Es por esto que el Reglamento para la Seguridad Estructural de la Construcción de El Salvador hace mención del control de calidad para este sistema constructivo en dos partes:

⁵ Ibid.p.2

1. *Norma Técnica para Control de Calidad de Materiales Estructurales. Capítulo 4. Mampostería.* Esta establece los requisitos mínimos de calidad que debe tener la mampostería y sus componentes.⁶
2. *Norma Técnica Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.* Esta establece los requisitos mínimos de diseño y construcción en estructuras de mampostería.

También como parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de la Construcción de El Salvador, se encuentra la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, la cual establece requisitos para viviendas regulares de una y dos plantas.

Sin embargo, dada la enorme ocurrencia de daños en viviendas durante los terremotos de Enero y Febrero de 2001, se decidió realizar la revisión y actualización de esta norma; es así que a partir del año 2004 se cuenta con una norma actualizada.

En la norma actual, se establecen los criterios generales y los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción sismo resistente de viviendas de una y dos plantas.⁷ Además se anexa un manual de diseño y construcción de viviendas de una y dos plantas, en el cual se hace énfasis a los criterios de estructuración de las viviendas para un adecuado comportamiento sísmico. Sin embargo, pese al esfuerzo realizado por muchos profesionales que aportaron a esta normativa, aún no ha sido legalizada, lo cual repercute en un atraso en el desarrollo de las construcciones en nuestro país.

⁶ Ministerio de Obras Públicas, Norma Técnica para Control de Calidad de Materiales Estructurales, El Salvador, 1994. p.17

⁷ Ministerio de Obras Públicas, Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, El Salvador, 2004.p.1

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

La mampostería es usada como material estructural para la construcción de diversos elementos, tales como: muros de retención, cisternas, bóvedas, tapiales, etc. Sin embargo, en nuestro país la mampostería ha sido ampliamente utilizada en la construcción de viviendas y unidades multifamiliares, por la facilidad en su construcción y por ser económicamente factible.

Además, apoyados por su aceptable comportamiento sísmico, la mampostería ha dado muestras de ser un sistema que trasciende el paso del tiempo y los estragos de la naturaleza; ejemplo de ello son los edificios de apartamentos ubicados en Zacamil, los cuales fueron construidos a finales de los años 60' y aún se conservan en buen estado, pese a la falta de un adecuado mantenimiento, tal como se puede apreciar en la figura 1.2e. De hecho en la década de los 60's, es donde se concentra la mayor producción de vivienda en altura, por parte del Instituto de Vivienda Urbana (I.V.U.). Los centros urbanos construidos fueron: Atlacalt, Candelaria, Guatemala, San Carlos, Mejicanos y el C.U. José Simeón Cañas (Zacamil). En donde los materiales predominantes fueron: el sistema de marcos de concreto, techos de losa y paredes de bloque de concreto.

Sin lugar a dudas, estos edificios ponen en evidencia las bondades de este sistema. No obstante, en la actualidad, a pesar de que la mampostería es utilizada en el país desde hace mucho tiempo, la forma en que se diseñan y construyen este tipo de estructuras difiere en muchos aspectos de lo que exigen los códigos en la actualidad. La principal razón de esta discrepancia, es el hecho de considerar a la mampostería un material de segunda o de albañilería, el cual no merece la importancia que tienen otros tipos de estructuras, como las de concreto, por ejemplo.

El desconocimiento de criterios de diseño y técnicas de construcción apropiadas por parte de los profesionales permite muchas deficiencias, que dan como resultado carencias en los procesos de inspección y control de calidad, lo cual es perjudicial en el desempeño adecuado de cualquier estructura y en las de mampostería esto no es la

excepción, ya que existen muchos factores constructivos que la afectan y que son difíciles de detectar una vez la estructura es completada.



a) Colonia IVU (1962-1979)



b) C.U. Candelaria (1961-1981)



c) Colonia Guatemala (1937-1954)



d) C.U. Mejicanos (1962-1978)



e) Centro Urbano "José Simeón Cañas" (Zacamil) (1967-1988)



Figura 1.2

Centros urbanos construidos por el I.V.U..

Aunque en la mayoría de las obras existe un control de calidad de materiales durante la construcción, el cual es llevado a cabo por medio de laboratorios especializados, estos se limitan únicamente a la prueba de unidades y algunas veces realizan ensayos de probetas de concreto fluido o de mortero, lo cual no es representativo de las condiciones que experimentan estos materiales dentro de la mampostería, para ello, en cambio la Norma Técnica para el Control de Calidad de Materiales Estructurales, establece el ensayo de prismas de mampostería, en base a la norma ASTM E447 “*Método de Ensayo Estándar para la Resistencia a la Compresión de Prismas de Mampostería Construidos en Laboratorio*”, así como el ensayo de mortero en base a la norma ASTM C780 “*Método de Ensayo Estándar para Evaluación de Morteros para unidades de Mampostería Simple y Reforzada,*” o de concreto fluido en base a la norma ASTM C1019 “*Método de prueba estándar para Muestreo y Ensayo de Lechadas*”, con ello se busca reflejar en mayor grado las condiciones reales a las que estarán sometidos estos materiales y así poder obtener valores representativos.

Sin embargo la mayoría de estas pruebas son desconocidas por muchos constructores y en general no son llevadas a cabo, ni tampoco son exigidas por parte de la supervisión que tiene a su cargo la culminación exitosa de la obra en complacencia con los documentos contractuales y el código de construcción.

1.3 ALCANCE.

El presente estudio desarrollará una metodología que puede ser utilizada para el control de calidad del diseño estructural y de la construcción de viviendas unifamiliares en el país, de una y dos plantas, y elaborada con bloque de concreto. Esto se pretende lograr de la siguiente manera:

- Estableciendo un procedimiento de revisión del diseño estructural que permita unificar criterios de estructuración y comportamiento del sistema estructural de las viviendas, en complacencia con los más recientes códigos nacionales e internacionales, referentes al tema de la mampostería.

- Estableciendo los requisitos necesarios que deben de cumplir los materiales componentes de la mampostería de bloque de concreto, dictados por las normas ASTM pertinentes.
- Estableciendo los procesos constructivos idóneos que deben llevarse a cabo para lograr el pleno desempeño estructural y funcional de la vivienda.

Al finalizar, toda la información recopilada durante el estudio, podrá ser utilizada como una guía de control de calidad que permita establecer los controles, que deben ser ejecutados desde las primeras etapas del desarrollo del proyecto, comenzando por la fase de estructuración, análisis y diseño estructural de las viviendas, para concluir con la etapa de construcción, en la cual se establecerán los procesos de supervisión necesarios para controlar la calidad de los materiales que conforman la mampostería de bloque de concreto y durante la edificación de los diferentes componentes de la vivienda.

1.4 OBJETIVOS.

1.4.1 OBJETIVO GENERAL.

Elaborar una guía para el control de calidad del diseño estructural y de la construcción de viviendas de una y dos plantas, que sea de fácil aplicación y comprensión por cualquier profesional de ingeniería civil y arquitectura, para lo cual se deberá generar una metodología de diseño basándonos en los más recientes avances en las estructuras de mampostería, utilizando para la edificación bloques de concreto huecos.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Exponer la problemática del sector vivienda en nuestro país, así como también, las posibles soluciones que se han generado al respecto.

- Estudiar el comportamiento de los sistemas tipo cajón y sus componentes, como parte de los sistemas estructurales de mampostería reforzada para vivienda.
- Establecer los criterios generales de estructuración de las edificaciones y en particular las viviendas de una y dos plantas.
- Aplicar los criterios de diseño más recientes en lo concerniente a estructuras de mampostería, dictados por códigos internacionales, y por nuestros reglamentos y/o normas técnicas.
- Conocer las propiedades más importantes de los materiales utilizados para la construcción de viviendas de mampostería de bloque de concreto.
- Mencionar los ensayos mínimos requeridos, que deben de satisfacerse para el control de calidad de los materiales componentes de la mampostería, de acuerdo con las normas ASTM pertinentes.
- Conocer los procesos constructivos idóneos que deben llevarse a cabo en la construcción de viviendas de mampostería de bloque de concreto, así como las tolerancias para cada uno de estos procesos.
- Proponer una metodología para la revisión de un diseño estructural de un proyecto de vivienda en particular, donde se expongan las revisiones mínimas necesarias para evaluar el adecuado comportamiento de la vivienda.

1.5 LIMITACIONES.

- Debido a la problemática del sector vivienda, únicamente abordaremos los temas afines al control de calidad de las viviendas de una y dos plantas, dejando abierta la oportunidad para otros trabajos en los cuales se desee incluir otros tipos de estructuras edificadas con mampostería de bloque de concreto.

- Solo se estudiará la mampostería hecha con unidades de concreto hueco y reforzada interiormente, debido a su gran uso en la construcción formal de nuestro país (por personas naturales y empresas legalmente establecidas).
- En este estudio, nos limitaremos únicamente a dar mención de los ensayos que son necesarios realizar para controlar la calidad de los materiales y los elementos de mampostería reforzada de bloque de concreto, y no a la realización de las pruebas, debido al consumo de tiempo que esto genera, el cual es limitado en esta investigación.
- Puesto que el tema abarca únicamente el diseño estructural de las viviendas, los aspectos relacionados con el diseño de los demás componentes que forman parte de las viviendas, tales como las instalaciones hidrosanitarias y eléctricas, no se tratarán en este seminario de graduación, pero si se abordaran desde el punto de vista constructivo, es decir, la correcta ubicación de estos dentro de los sistemas de paredes y entrepisos.
- El estudio de los componentes del sistema estructural de las viviendas, tales como; techos, entrepisos y fundaciones, se ha limitado a los que con mayor frecuencia son utilizados en el país para este tipo de estructuras, siendo estos:
 1. Estructura de techo: Polines espaciales y polines tipo C.
 2. Sistema de entepiso: Losas aligeradas (formadas por viguetas y bovedillas), y en algunos casos particulares losas densas.
 3. Sistema de fundación: Soleras de fundación.

1.6 JUSTIFICACIÓN.

El aseguramiento de la calidad es un tema que esta tomando mucha importancia para las empresas constructoras, puesto que cada día juegan un papel más protagónico frente a los retos que presenta un mundo globalizado. Es por ello que los más recientes códigos relacionados con el tema de la mampostería, requieren que los documentos contractuales incluyan un programa de aseguramiento de la calidad.

Este tema es de vital importancia en países como el nuestro, en los cuales, los fenómenos naturales ponen en evidencia ciertas deficiencias en los procesos constructivos de las viviendas, producto de un deficiente diseño, construcción y/o control de calidad, aumentando de esta manera el déficit habitacional de nuestro país. De hecho posterior a la ocurrencia de los terremotos de Enero y Febrero de 2001 este ascendió a 485 mil 030 viviendas⁸, cifra que se ha visto incrementada por el paso de la tormenta tropical STAN, en Octubre de 2005.

Se estima que producto de los sismos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001; 166,529 viviendas fueron destruidas y que 110,065 más sufrieron daños de menor a mayor grado, en correspondencia con las características estructurales y tipo de suelos de las áreas afectadas⁹.

La figura 1.3, muestra el número de casas afectadas y detalla el impacto en los tipos comunes de viviendas en El Salvador. Se consideran “casas dañadas” aquellas que fueron dañadas, pero que podían ser reparadas. Se consideran “casas destruidas” aquellas que fueron evaluadas como inhabitables. El termino “casas afectadas” se refiere tanto a “casas dañadas” como a destruidas.

⁸ Según datos de la Dirección General de Estadísticas y Censos (DIGESTYC)

⁹ Dominic Dowling. “Lecciones Aprendidas en el Tiempo”. Pag. 9.

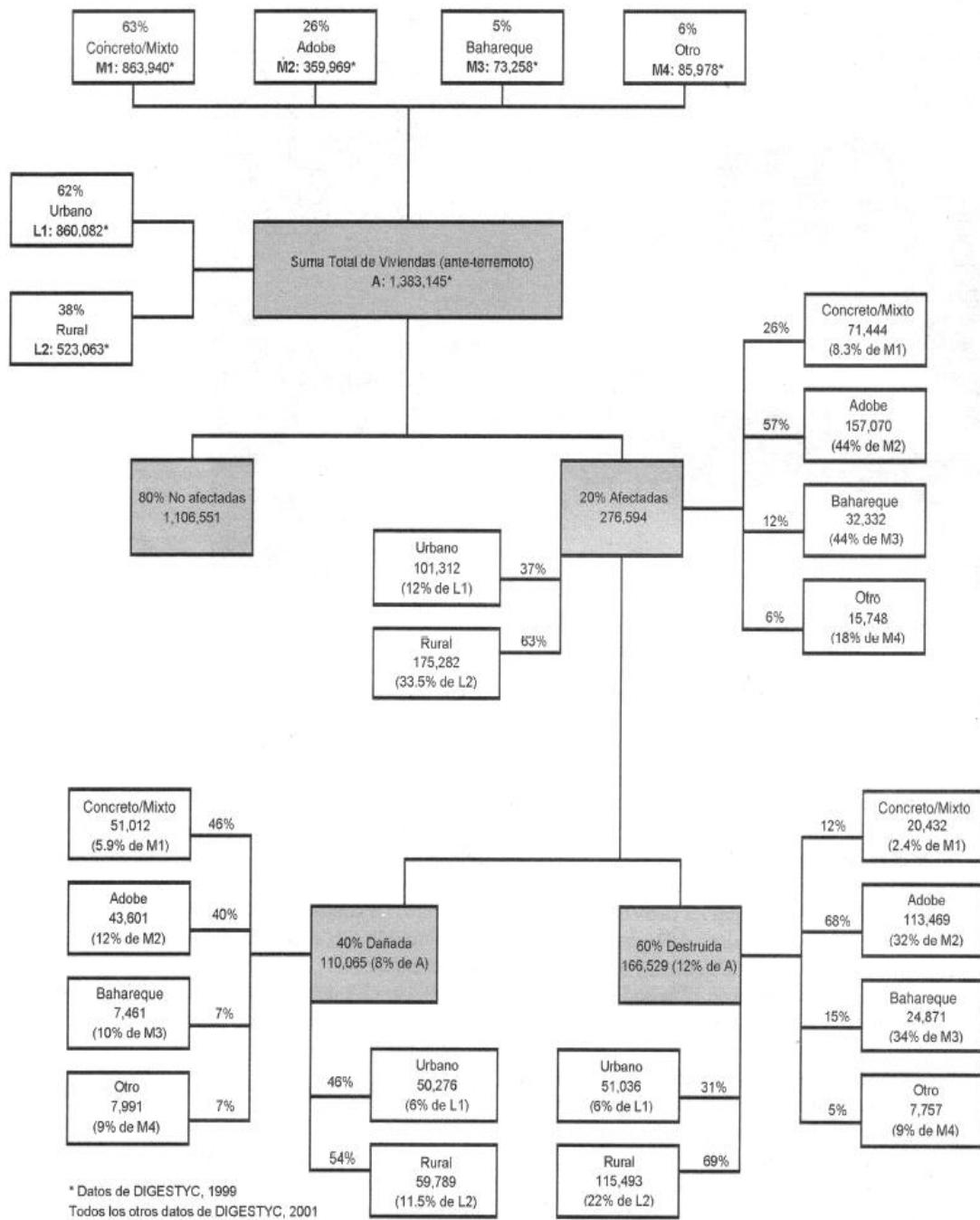


Figura 1.3 Diagrama de flujo de las viviendas afectadas (información de DIGESTYC 1999 y 2001)¹⁰.

¹⁰ Dominic Dowling, “Lecciones Aprendidas en el Tiempo”. Pag. 12.

Con referencia a los materiales de construcción vulnerables. De todas las casas de adobe, 44% fueron afectadas (32% destruidas y 12% dañadas). El hecho que las casas de adobe fueron en su mayoría completamente destruidas y no simplemente dañadas, indica la tendencia del adobe tradicional hacia la falla súbita y catastrófica durante un evento sísmico. Esto a su vez incrementa dramáticamente el riesgo de víctimas fatales, lesiones y pérdida de posesiones domesticas.

El otro material de construcción tradicional principal, el bahareque, tuvo aspectos de daño estadísticamente similares al adobe: 44% de todas las casas de bahareque fueron afectadas (34% destruidas y 10% dañadas). Sin embargo, el bahareque constituía únicamente el 5% de la existencia total de viviendas en El Salvador antes de los terremotos.

Contrariamente a la opinión local generalizada, las casas construidas con materiales modernos (concreto y mixto) no fueron inmunes al daño, ya que el 8.3% de tales casas fueron afectadas (2.3% destruidas y 5.9% dañadas). Sin embargo, estas casas fueron menos propensas a la destrucción total, ya que mantuvieron algún grado de integridad estructural. Este es un aspecto altamente deseable en el diseño sísmico; significa que los ocupantes pueden evacuar la edificación con seguridad durante un terremoto, aún si se produce daño irreparable.

Un impacto a largo plazo como consecuencia de los terremotos de El Salvador es la disminución de la confiabilidad en el comportamiento del adobe durante eventos sísmicos. Esta percepción es explicable considerando que el adobe se comporto mal. Adicionalmente, muchas organizaciones y negocios promueves el uso de materiales modernos (ladrillo, acero y concreto). Lo que muchas personas no comprenden es que el comportamiento sísmico de una edificación está gobernado por varios factores (incluyendo la configuración arquitectónica, las condiciones del lugar, la compatibilidad de los materiales y la calidad de la construcción, reparación y mantenimiento).

Es por ello, que un aspecto importante que hay que resaltar, y que poco a poco va siendo ignorado por parte de los arquitectos, es el tema de la estructuración, el cual influye grandemente en el comportamiento de las edificaciones durante un sismo intenso. Hasta hace pocos años, las normas para el diseño sismo resistente de edificaciones estaban dirigidas a los ingenieros estructurales. Hoy en día, los aspectos que tienen que ver con la solución de la estructuración, desde la panorámica del arquitecto, tales como: forma de edificación en planta y elevación, relaciones de altura a dimensión mínima, relaciones de largo a ancho de la edificación, ubicación respecto a las edificaciones vecinas, forma y distribución de los componentes estructurales y no estructurales, rigidez y resistencia, etc., han comenzado a ser incluidos en la mayoría de las normas y reglamentos, para el diseño sismo resistente.

Por todos estos aspectos relacionados con el tema de las viviendas, es que se desarrollará esta investigación, que tendrá como fin el establecimiento de una guía para el control de calidad enfocado al diseño estructural y a la construcción de viviendas de una y dos plantas de mampostería de bloque de concreto, en donde se ponga en práctica los nuevos conceptos relativos al tema, puesto que sin controles adecuados el mejor diseño puede dar como resultado una estructura deficiente.

CAPITULO II

MARCO

CONCEPTUAL.

2.1 SOLUCIONES HABITACIONALES.

2.1.1 PROBLEMÁTICA DE LA VIVIENDA.

En general la capacidad de los países latinoamericanos para construir viviendas y equipamientos comunitarios en proporción a sus necesidades de crecimiento, constituye hoy en día, un gran reto.

Es en este sentido la vivienda, como bien de consumo durable, cobra importancia como inversión social de los gobiernos, capaz de generar mejores familias, más eficientes en la producción de bienes de servicio. Sin embargo las necesidades y problemas de los países latinoamericanos son muchas y muy variadas, y los recursos disponibles, escasos. Por esta razón los profesionales y técnicos debemos aportar el conocimiento tecnológico, para encontrar soluciones viables a esta tan compleja problemática.

Los aspectos demográficos como el crecimiento poblacional y las migraciones de población rural hacia las principales ciudades, provocan la concentración y el rápido crecimiento de las ciudades, donde el espacio es cada vez mas limitado, además de incrementar los asentamientos marginales, viviendas improvisadas que carecen de los servicios básicos y que se asientan en condiciones de alto riesgo.

En El Salvador, durante la década de los ochenta, los desastres naturales, el conflicto armado y la crisis económica y social, agudizaron la problemática del sector vivienda. Aunque en los noventa el rol del Estado transitó exitosamente de ejecutor a facilitador, creando oportunidades dirigidas a familias en extrema pobreza, los terremotos de Enero y Febrero de 2001, revirtieron todos los esfuerzos.

2.1.2 ASPECTOS QUE DETERMINAN LA SITUACIÓN HABITACIONAL¹¹.

1. Los programas habitacionales son inaccesibles a los sectores mayoritarios, o sea la población de más bajos ingresos y sin capacidad de pago.

¹¹ VMVDU, 2003, Política Salvadoreña para la Vivienda, sitio Web oficial.

2. Los lentos procesos administrativos gubernamentales, a los que se enfrentan las empresas constructoras, les conlleva a emplear excesivos tiempos para la ejecución de proyectos habitacionales, elevando el costo de las viviendas.
3. El empleo de materiales de baja calidad en la construcción habitacional, da como resultado viviendas inseguras.
4. Actualmente las viviendas escasamente logran cubrir las necesidades básicas de las familias, además de presentar espacios tan reducidos, causan hacinamiento.
5. Desconocimiento del comportamiento del mercado inmobiliario, y falta de información de la oferta y la demanda para un adecuado comportamiento de los actores.
6. Deficiente desempeño en la provisión de servicios básicos y equipamiento, específicamente para estratos más bajos de la población en sectores urbanos y rurales.
7. Condiciones actuales de las ciudades, no responden a las demandas de un gran número de sus habitantes.
8. Baja capacidad del sector público para atender necesidades de vivienda, en vista de la insuficiencia de recursos.
9. Los gobiernos locales no tienen un papel activo en la solución de la problemática habitacional.

2.1.3 DÉFICIT HABITACIONAL.

El déficit habitacional a finales del 2002 alcanzaba la cifra de 499,965 viviendas de las cuales el déficit cuantitativo era de 31,169 y el déficit cualitativo de 468,796 viviendas. Una condición importante en cuanto al déficit cualitativo es que el dato del 2002 fue después de la reconstrucción post-terremotos y que el VMVDU considera como viviendas adecuadas las construidas con paredes de lámina, por lo que no forman parte del déficit habitacional.

Si tomamos en cuenta el crecimiento demográfico de la población en los próximos trece años se necesitaría construir 571,615 viviendas nuevas, lo que implicaría una inversión aproximada de \$4,600,000,000. Si a esta cifra le agregamos el costo de superar el déficit

cualitativo del orden de \$300,000 000, estaríamos ante una necesidad de inversión para los próximos trece años de cinco mil millones de dólares¹².

De acuerdo con la Encuesta de hogares para propósitos múltiples EHPM, el parque habitacional con el que contaba el país en 2002 era de 1, 491,588 viviendas, de las cuales el 63% se encontraba en el área urbana. Sin embargo es en el área rural donde se registran las mayores cifras de déficit habitacional. En 2002 el área rural presentaba un déficit de 361,417 contra 138,548 en el área urbana. Vale la pena aclarar que aunque las cifras de déficit habitacional son considerables, se ha visto una reducción leve a través del tiempo, tanto a nivel cuantitativo como cualitativo (de 595,102 en 1992 a 499,965 en 2002), relacionada con el fuerte aumento del parque habitacional (de 1,039, 183 en 1992 a 1,491, 588 en 2002), los datos completos del déficit habitacional entre los años de 1992 y el 2002 se presenta en la tabla 2.1. Otra consideración importante que constituye la problemática más importante de la vivienda popular es la concentración de este déficit habitacional en el segmento de bajos ingresos. Los sectores con ingresos de menos de 4 salarios mínimos constituyen el 95% del déficit habitacional del país.

**Tabla 2.1 Déficit habitacional cuantitativo y cualitativo: 1992-2002
(En número de viviendas)¹³**

Año	Cuantitativo	Cualitativo	Total
1992	61,280	533,822	595,102
1993	61,670	531,819	593,489
1994	52,610	537,682	590,292
1995	44,573	534,948	579,521
1996	34,651	542,727	577,378
1997	20,716	534,511	555,227
1998	45,067	514,637	559,704
1999	44,377	507,227	551,604
2000	36,511	489,010	525,521
2001	39,703	469,104	508,807
2002	31,169	468,796	499,965

¹² Proyecciones CASALCO, Ponencia 2do Foro de Vivienda, 2003

¹³ PNUD. 2003. Informe sobre Desarrollo Humano El Salvador 2003. (Fuente: Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano y EHPM).

En este sentido resulta necesario destacar que la mayor parte de la población que carece de vivienda se encuentra muy por debajo de la capacidad de compra de una vivienda que, según FUSAI, oscila entre los \$6,200 (terreno, infraestructura, acceso, unidad básica 30 m²). Por otra parte, hay que destacar que la mayoría de las necesidades se encuentran en el sector informal, que no tiene acceso a este tipo de financiamiento y muchas veces no es considerado en la formulación de políticas y acciones dirigidas a erradicar el déficit habitacional. A partir de esto, se puede formular una prioridad de acercamiento del Estado y de la industria al sector informal, para lograr darle los niveles técnicos del sector formal, y obtener financiamiento de materiales o viviendas para el sector informal en forma eficaz.

2.1.4 CALIDAD DE LA VIVIENDA.

En general, la calidad de las viviendas ha mejorado apreciablemente en las últimas décadas, en términos del tipo de materiales.

Entre 1991 y 2002, el porcentaje de viviendas de tipo mixto aumentó de 49% a 67%, al tiempo que las viviendas construidas con adobe disminuyeron de 28.6% a 18.5%, y las construidas con bahareque, de 12% a 3.6%. (Este cambio se dio de forma drástica por los terremotos de enero y febrero del 2001). Esta tendencia da una gran apertura a las tecnologías del concreto. En términos generales, el área rural presenta un mayor porcentaje de carencias con respecto al área urbana. Particularmente interesa el acceso a los servicios básicos que constituye una manifestación de pobreza. Consecuentemente, el área rural ha presentado siempre los niveles más deficientes en esta infraestructura. En el 2002, el 17% de viviendas rurales contaban con carencias en saneamiento, contra el 2% en el área urbana.

Sin embargo, en términos generales, es en las áreas rurales donde se da el avance más significativo tanto en términos de materiales estructurales, como en el acceso a servicios, aunque estos siguen siendo insuficientes.

En el área urbana, esta problemática de falta de calidad se manifiesta de forma particular con el apareamiento de los “tugurios”, que son concentraciones de viviendas improvisadas de materiales informales, como lámina, cartón, desechos, etc., construidas clandestinamente por sus moradores en terrenos ajenos, en la mayoría de los casos terrenos públicos. El tugurio es el resultado de una apropiación, invasión o toma de tierras ajenas para la construcción de un asentamiento ilegal en cuanto a la tenencia de la tierra e irregular o informal, por cuanto crece, sin cumplir las normas de urbanización existentes.

Actualmente muchos de estos asentamientos ya están legalizados y cuentan con la dotación de servicios públicos o comunitarios. Sin embargo, dependiendo de su ubicación y su estado físico y social, están sujetos a riesgos.

2.1.5 PROGRAMAS DE VIVIENDA¹⁴.

Durante la segunda mitad del siglo pasado, la producción de vivienda ha estado dirigida a los sectores poblacionales de alto o mediano ingreso, que fueron producto de las estrategias políticas y económicas que buscaban resolver la problemática de vivienda a través del mercado y la generación de empleo, cerrando el ciclo “a mejores ingresos, acceso a la vivienda”. Sin embargo, los grupos poblacionales con más vastas necesidades han quedado fuera del alcance de estos programas. Los programas implementados expresamente para estos grupos han resultado en intentos aislados con reducido impacto para las políticas nacionales de vivienda de bajo ingreso.

Fuera del programa de reconstrucción, los principales instrumentos gubernamentales, que se establecen en la Política Nacional de Vivienda, a través de los cuales los hogares de escasos recursos pueden acceder a una vivienda, se orientan a la búsqueda de acciones estratégicas de tipo financieras. Son el Programa de Contribuciones ejecutado por el Fondo Nacional para la Vivienda Popular (FONAVIPO), a través subsidios directos y localizados, la modalidad de Nuevos Asentamientos Organizados (NAO), del

¹⁴ PNUD, 2003, Informe sobre Desarrollo Humano El Salvador 2003.

Programa de Asentamientos Humanos del VMVDU, el FSV mediante subsidios vía tasa de interés. Habiendo comprendido que gran parte de la problemática de vivienda es producto de un déficit cualitativo, la Política Nacional de Vivienda ha desarrollado un Programa de Mejoramiento de los Barrios Urbanos de las principales ciudades del país, con el propósito de mejorar la calidad de vida a los hogares de bajos ingresos de forma sostenible y eficiente.

Las intervenciones pretenden invertir en infraestructura y servicios comunitarios, así como también en los principales componentes físicos de la vivienda, para que de manera eficiente y apoyándose en las organizaciones involucradas en el proceso, se generen cambios cualitativos en las áreas urbanas.

2.1.6 PROPUESTAS HABITACIONALES¹⁵.

Del cuarto Foro Nacional de Vivienda (Agosto 2005) nacen tres propuestas que se ha formulado alrededor de tres sistemas constructivos a base de concreto: Sistema de bloques de concreto con refuerzo, concreto celular o aireado y sistemas de concreto armado prefabricado.

Dichas propuestas constituyen una alternativa de solución a la problemática de vivienda con que cuenta el país y las cuales están diseñadas para tener viviendas duraderas y admitir adaptaciones, personalizaciones y ampliaciones y en donde la industrialización de la construcción de ninguna manera debe implicar viviendas de mala calidad, limitadas, mal resueltas e insalubres. Se busca, por el contrario, crear viviendas eficientes y bien resueltas.

Las alternativas consideradas son las siguientes:

¹⁵ Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto. Revista N° 36. “IV Foro Nacional de Vivienda”. San Salvador. Marzo de 2005.

2.1.6.1 Viviendas unifamiliares con opciones de ampliación con sistema de bloques de concreto reforzados.

1. Descripción arquitectónica.

Es una propuesta de vivienda muy versátil en opciones de crecimiento progresivo, para áreas urbanas de alta densidad. El diseño contempla una losa sobre una habitación multifuncional y espacios de sanitarios, que permite al usuario ir agregándole espacios a medida que cuente con recursos para ello (ver figura 2.1).

Este modelo esta ideado para sectores sociales de bajos ingresos, sector rural o para población bajo un plan de reconstrucción.

2. Descripción técnica.

Construida en con el sistema de bloque de concreto y piso monolítico de concreto armado. Estructura de bloque de concreto con su acero de refuerzo, mortero y su respectiva estructura metálica de techo.

a) Paredes.

- Mampostería de concreto armado, de bloque de concreto, según norma ASTM 90, TIPO I.
- Soleras intermedias y de coronamiento, según norma ASTM 90, TIPO I.
- Mortero: mortero fluido de alto revenimiento.
- Acero de refuerzo: Deberá cumplir con las especificaciones estándar de acero de refuerzo en concreto armado ASTM A-615, y con las normas A-305, para las dimensiones de la corrugación.
- El doblado de varillas en losa deberá cumplir con las especificaciones ACI 318-83, y se hará en frío sin excepción.

b) Fundación.

- Losa de cimentación con refuerzo determinado por las capacidades mecánicas del suelo y las cargas vivas y muertas de la vivienda.

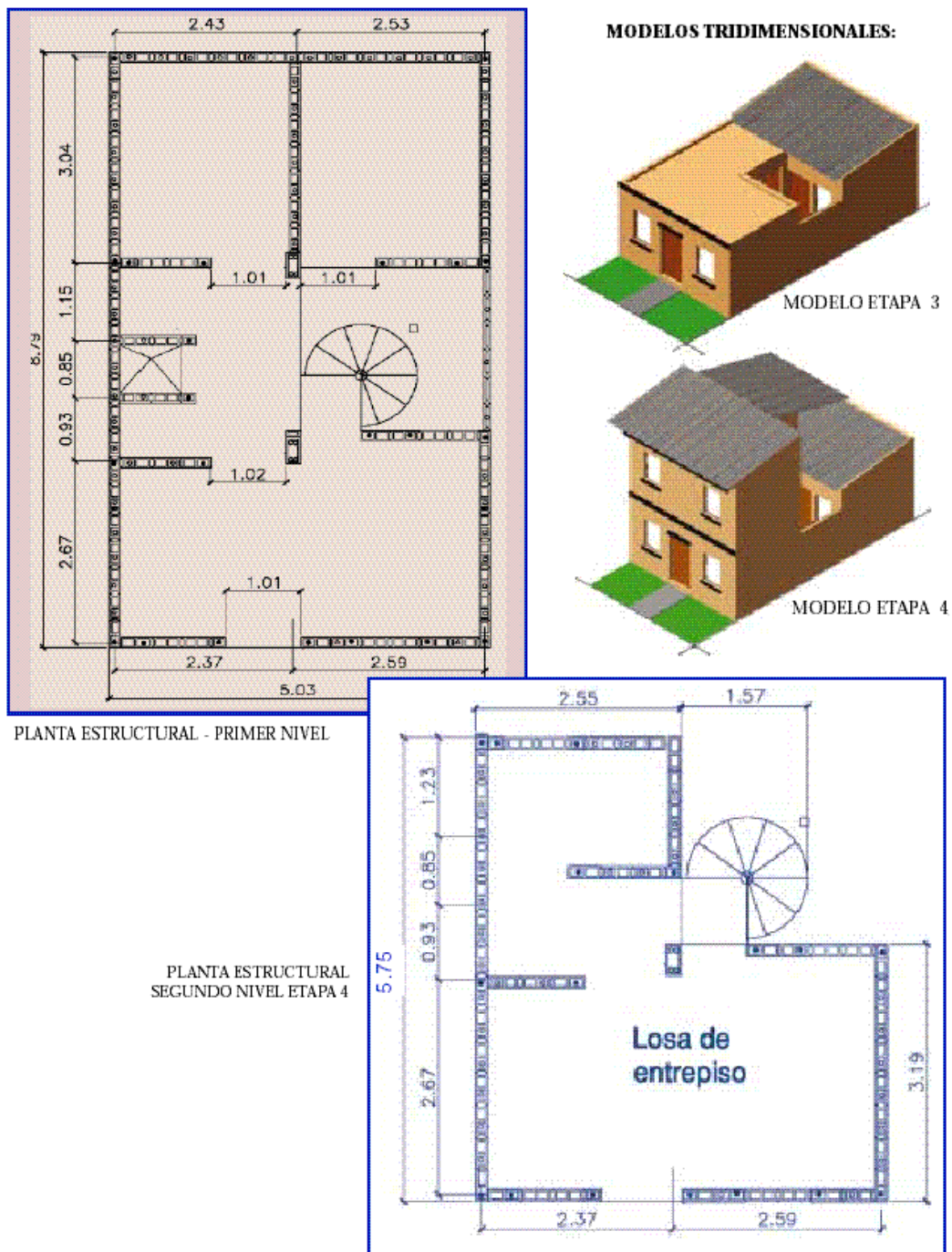


Figura 2.1

Modelos tridimensionales y plantas estructurales del primero y segundo nivel.

c) Cubiertas.

- Estructura metálica y cubierta de lámina de fibrocemento.
- Losa a base de losetas prefabricadas.
- Vigas de concreto armado.
- Viguetas prefabricadas y pretensadas.

d) Piso.

- Piso de concreto.

2.1.6.2 Viviendas unifamiliares con sistema de concreto celular o convencional, moldeado in situ.**1. Descripción arquitectónica.**

Dos propuestas de vivienda de producción en serie para áreas urbanas, con la posibilidad de ser fabricadas con concreto celular fluido o concreto tradicional utilizando moldes metálicos (ver figura 2.2).

La propuesta A cuenta con un frente de 5 m. Sala-comedor-cocina, servicio sanitario completo, patio y lavadero.

La propuesta B, con un frente de 7.50 m. Contiene sala-comedor, cocina separada, servicio sanitario completo, patio y lavadero, cuenta además con un espacio extra que puede ser utilizado como tercer dormitorio o espacio para colocar un negocio, con frente al exterior.

2. Descripción Técnica.

Dicha alternativa constituye una estructura basada en el colado in situ de concreto celular con moldes metálicos y reforzados con su respectivo acero, para dicha alternativa se opta por una losa de fundación y su respectiva cubierta de techo metálica, constituyendo una opción viable para soluciones habitacionales en serie.

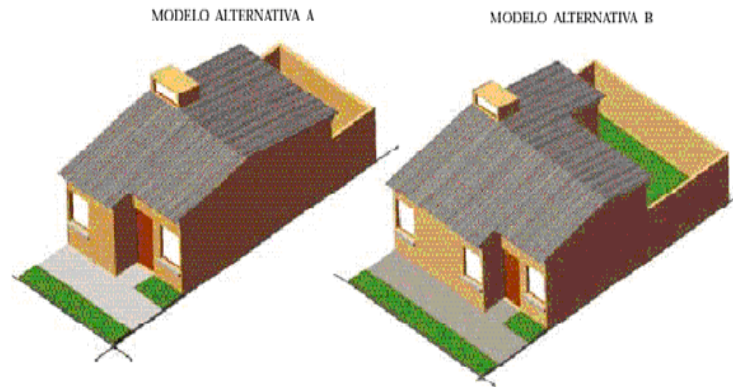
MODELOS TRIDIMENSIONALES:

Figura 2.2

Modelos tridimensionales.

a) Paredes.

- Concreto celular. Garantizando en el proceso de endurecimiento la no existencia de colmenas, segregación de componentes, desprendimiento y otros defectos.
- Concreto base según el método ACI 211.1, colocación de la espuma utilizando agitación de 30 minutos. Vibrado con varilla ya que el uso del vibrador destruye las células del material.
- Molde metálico con refuerzo externo de ángulo metálico, molde de pared sustituido por paneles de plywood o madera aglomerada.
- Diseño de mezcla: cemento ASTM C150 TIPO 1.
- Utilización de retardantes y fluidizantes, con el objeto de no perder su estructura celular, las capas de colado no deben ser superiores a 50 cm., para permitir que se asiente y compacte.
- Evitar el secado rápido del concreto espuma si las condiciones externas lo provocan, utilizando curado por aspersión.

b) Fundación.

- Losa de concreto armada y solera corrida perimetral.

c) Cubiertas:

- Estructura metálica y cubierta de lámina de fibrocemento.

d) Piso.

- Ladrillo de cemento.
- O bien piso concreteado.

2.1.6.3 Edificios de viviendas multifamiliares de 4 niveles con sistema de prefabricados de concreto.**1. Descripción arquitectónica.**

Es una propuesta de vivienda en altura de construcción rápida, aplicable en el área urbana para sectores populares. El edificio se proyecta en tres niveles, con dos apartamentos por nivel. Cada unidad cuenta con dos habitaciones, servicio sanitario completo, área de oficios, sala-comedor, cocina independiente (ver figura 2.3).

2. Descripción técnica.

La solución se basa en sistema estructural tipo alveolar de marcos y de paredes de concreto armado prefabricado. Las columnas y vigas son prefabricadas y las paredes están constituidas por paneles huecos.

a) Paredes.

- Paredes estructurales de losa prefabricada de concreto.
- Vigas y columnas prefabricadas de diámetro y altura variable. Con terminaciones desnudas para facilitar el anclaje en los nudos estructurales.
- Vigas soleras.
- Cimientos tipo candelero de concreto reforzado colado en el sitio.

b) Cubiertas y entrepisos.

- Estructura metálica y cubierta de lámina de fibrocemento.
- Losa a base de placas de concreto con acero pretensado similares a las aplicadas en paredes.

- Acabados: Admite la mayoría de los materiales del mercado local.

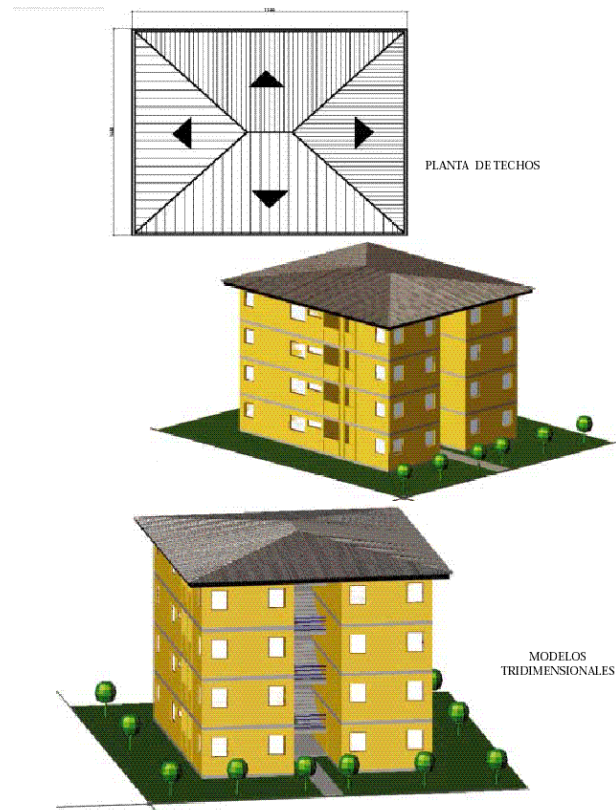


Figura 2.3

Planta de techos y modelos tridimensionales del multifamiliar.

2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema (conjunto de elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función) de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos.

El diseño estructural consiste en todas aquellas actividades que se desarrollan para determinar la *forma, dimensiones globales y características detalladas* de un sistema estructural, es decir, de aquella parte de una construcción cuya función es resistir las

fuerzas o acciones a las que va a estar sometido sin que se produzcan *fallas* o *mal comportamiento*.

En el proyecto de una edificación se integran varios sistemas: el de los elementos arquitectónicos, el estructural, las instalaciones eléctricas, las de abastecimiento de agua potable, las sanitarias, las instalaciones mecánicas de acondicionamiento de aire, escaleras eléctricas y elevadores. Todos estos sistemas interactúan de modo que en su diseño debe tenerse en cuenta la relación que existe entre ellos.

Tradicionalmente el diseño de un edificio suele realizarse por la superposición sucesiva de los proyectos de los sistemas que lo integran. El diseño funcional es propuesto por el arquitecto con base en las necesidades expuestas por el promotor o propietario del proyecto. El ingeniero en estructuras debe adaptarse lo mejor posible a los requisitos arquitectónicos planteados; por último, los proyectistas de éstas formulan sus diseños con base en los proyectos arquitectónico y estructural. El proyecto general definitivo se logra después de que los diversos especialistas han hecho las correcciones y ajustes indispensables en sus proyectos respectivos.

En esta forma de proceder, cada especialista encargado de una parte del proyecto tiende a dar importancia sólo a los aspectos del proyecto que le atañen, sin tener en cuenta si la solución que está proponiendo es inadmisibles o inconveniente para el cumplimiento de otras funciones. También debe considerarse la interacción de los contratistas responsables de la construcción, ya que las técnicas de construcción y el tiempo que en ella se emplea son aspectos esenciales para definir el costo del proyecto.

En los últimos años, dada la complejidad creciente de las obras, se ha iniciado una tendencia a racionalizar el proceso de diseño recurriendo a los métodos de la ingeniería de sistemas. Esto ha dado lugar al diseño en equipo, en el cual un grupo de especialistas colabora en la elaboración de un proyecto desde su concepción inicial teniendo en cuenta la interacción de los diversos sistemas en una etapa temprana del proceso de diseño, en lugar de la superposición sucesiva de proyectos.

El ingeniero estructural debe tener siempre presente que el proyecto estructural no constituye un fin por sí mismo, sino que representa sólo una parte del proceso que conduce a la construcción de una obra terminada. Por tanto, lo importante es la calidad del resultado que se logre y el proyecto será más satisfactorio en cuanto mejor contribuya a facilitar la construcción de una obra adecuada, debiendo elegir las soluciones que mejor se ajusten a los materiales y técnicas de construcción disponibles.

Para entender un poco el proceso de diseño estructural, resulta útil considerar dividirlo en tres aspectos fundamentales: la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.

2.2.1 ESTRUCTURACIÓN.

En esta etapa se define el tamaño y la forma del edificio; la naturaleza, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales; así como la naturaleza, tamaño y ubicación de los elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento de la estructura. Esto comprende la definición de la geometría general de la estructura (tanto en planta como elevación), se establecen los materiales a emplear (concreto reforzado, mampostería reforzada, acero, etc.), se determinan los sistemas estructurales resistentes tanto a cargas gravitacionales como sísmicas; se establecen los claros de las vigas, tableros de losas y las alturas libres de entrepisos, se proponen secciones y dimensiones tentativas de los elementos estructurales, se conceptualizan las uniones entre ellos, se definen los elementos no estructurales y su sistema de fijación a la estructura.

Es ésta la parte fundamental del proceso, ya que de la correcta elección del sistema o esquema estructural depende más que de ningún otro aspecto la obtención de resultados satisfactorios en los procesos subsecuentes del diseño. La correcta elección del sistema o configuración estructural más adecuado a las características funcionales de la construcción y a las acciones a las cuales ésta se verá sometida durante su vida útil, permite obtener un proyecto estructural adecuado y confiable.

2.2.1.1 Criterios de estructuración en edificaciones.

Los materiales, la forma y dimensiones globales, y el arreglo de los elementos que forman una estructura, determinan de gran manera su comportamiento ante las acciones externas a las cuales se somete, siendo de particular importancia el comportamiento ante eventos sísmicos, debido al riesgo que involucran.

Se presentan en esta sección algunos de los requisitos, criterios y recomendaciones a tener en cuenta cuando se configura el sistema estructural de una edificación.

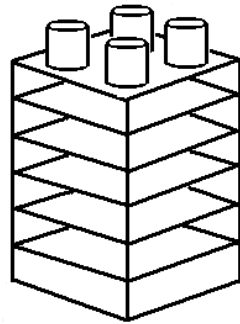
2.2.1.2 Características intrínsecas de las edificaciones para el comportamiento sísmico.

a) Peso.

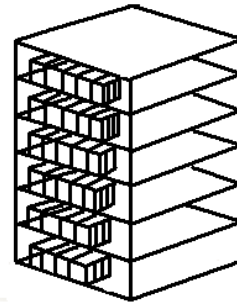
Las fuerzas de inercia en una edificación producidas por un movimiento sísmico son proporcionales a la masa y, por lo tanto, al peso de la edificación, por lo que debe procurarse que éste sea lo más ligero posible. Deben evitarse fuertes diferencias en los pesos de pisos sucesivos, porque generan variaciones bruscas en las fuerzas de inercia y en la forma de vibrar de la edificación.

Considerando que las aceleraciones introducidas en la edificación crecen con la altura, es importante evitar masas excesivas en las partes altas de la edificación. Así, en el proyecto arquitectónico conviene ubicar en los pisos más bajos las áreas dónde se prevén mayores concentraciones de pesos (tales como cuartos de archivos y bóvedas) y evitar los apéndices pesados en la punta de las edificaciones.

Hay que tratar que el peso de la edificación este distribuido simétricamente en la planta de cada piso. Una posición fuertemente asimétrica generaría vibraciones torsionales. La figura 2.4 ilustra esquemáticamente las situaciones que deben evitarse. Es importante además observar que en voladizos, o en vigas que tengan claros muy largos, la vibración vertical produce fuerzas de inercia verticales que se suman a la de la gravedad y que conviene reducir al mínimo.



a) Concentración en pisos superiores.



b) Distribución asimétrica.

Figura 2.4

Distribuciones indeseables del peso del edificio.

b) Forma de la edificación en planta.

Se sugiere el uso de plantas sencillas, sin una relación largo/ancho excesiva (plantas alargadas), para disminuir la posibilidad de que el movimiento de un extremo sea sensiblemente diferente al del otro extremo. Debe buscarse simetría en planta, evitando una configuración en forma de L, T, C, o triangulares, a fin de reducir los efectos de torsión (Fig. 2.5a). Algunas configuraciones simétricas, como en cruz o en H, producto de apéndices o entradas también pueden conducir a problemas de torsión si no se limita su extensión.

c) Distribución asimétrica de muros en planta

Por requisitos arquitectónicos, la distribución de muros en planta puede no guardar simetría en una o ambas direcciones, aún cumpliendo con una relación largo/ancho en planta adecuada. Una distribución asimétrica de muros conduce a problemas de torsión, que incrementan las fuerzas cortantes y las deformaciones que actúan sobre cada muro durante un evento sísmico (Figura 2.5b).

d) Forma de la edificación en elevación.

La sencillez, regularidad y simetría son deseables también en la elevación de la edificación para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o amplificaciones de la vibración en las partes superiores de la edificación.

Deben evitarse cambios bruscos de rigidez y resistencia en elevación, es decir, evitar la concentración o ausencia de muros en un solo nivel. Como se mencionó anteriormente, las discontinuidades conducen a la formación de mecanismos de piso suave. (Figura 2.6).

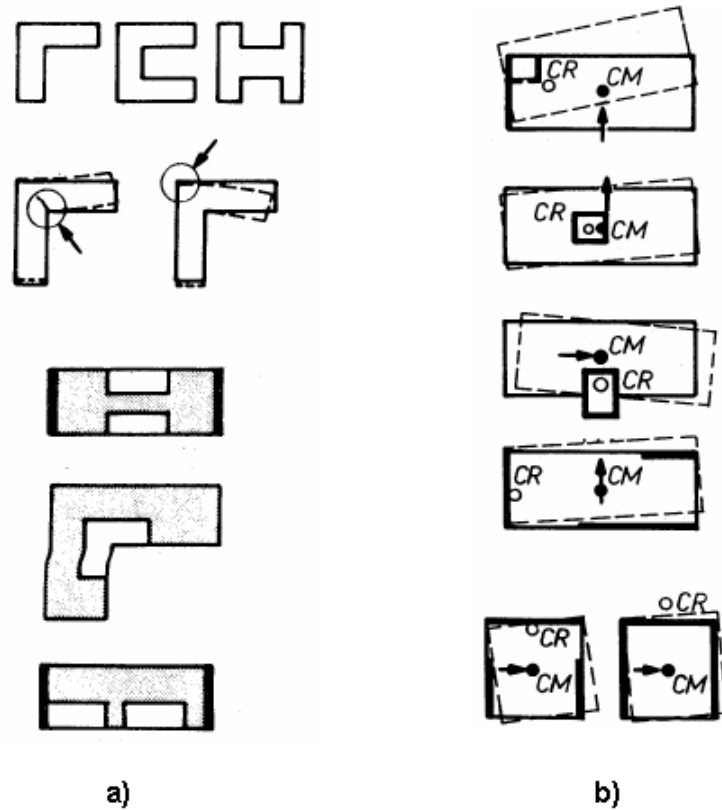


Figura 2.5

a) Plantas irregulares en edificios de mampostería,
 b) Distribución asimétrica de muros en planta
 (Paulay y Priestley, 1992)

e) Separación entre edificaciones adyacentes.

Al ubicar la posición exacta de la edificación dentro del terreno correspondiente, es importante guardar una separación que sea suficiente con respecto a edificaciones adyacentes, para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo. El daño puede ser particularmente grave cuándo los pisos de los cuerpos adyacentes no coincidan en las mismas alturas, de manera que durante la vibración las losas de piso de una edificación pueden golpear a media altura las

columnas de otra. El problema es crítico para edificaciones existentes que han mostrado tener ya problemas de choques. Se puede en estos casos rigidizar las edificaciones para limitar sus movimientos laterales, ligarlos para que vibren en fase, o colocar entre ellas dispositivos que amortigüen el impacto.

No recomendable Deseable

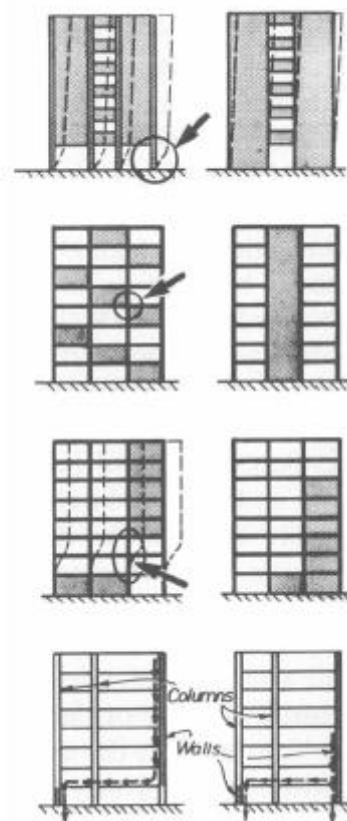


Figura 2.6

Continuidad de muros en elevación
(Paulay y Priestley, 1992)

2.2.2 ANÁLISIS.

Una estructura al encontrarse sometida a una serie de acciones responde a ellas en base a sus características. Como efecto de estas acciones, la estructura se deforma, sufre desplazamientos y esfuerzos, y ocasionalmente daños. Todo esto constituye su respuesta a dichas acciones. La etapa de *análisis* consiste en la determinación de la respuesta de la

estructura ante las diferentes acciones exteriores que pudieran afectarla. Para esto se requiere lo siguiente:

- a) *Modelar la estructura*, es decir, idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. Un ejemplo es la idealización de un edificio de columnas, vigas y losas de concreto por medio de un sistema de marcos planos formados por *barras* de propiedades equivalentes. En esta idealización se cometen con frecuencia errores graves, tales como ignorar elementos que contribuyen a la respuesta de la estructura o emplear un modelo demasiado simple que no representa adecuadamente la respuesta estructural. La modelación incluye la definición de diversas propiedades de los elementos que componen al modelo. Esto implica la recolección de diversos datos y la suposición de otras características, como son las propiedades elásticas de los materiales, incluyendo el suelo de cimentación, y las propiedades geométricas de las distintas secciones. Los valores supuestos en etapas iniciales del proceso para estas propiedades, pueden tener que modificarse e irse refinando a medida que se obtienen los resultados del análisis.

- b) *Determinar las acciones de diseño*. En muchas situaciones las cargas y los otros agentes que introducen esfuerzos en la estructura están definidos por los reglamentos y códigos cuya observancia es obligatoria. Es frecuente, sin embargo, que quede como responsabilidad del proyectista la determinación del valor de diseño de alguna carga, o al menos la obtención de datos ambientales locales que definen la acción del diseño (p. ej. sismo o viento). También, la elección del criterio con que se deben definir los valores de diseño de una acción dada, la forma de obtener un modelo de ésta, generalmente a través de un sistema de fuerzas estáticas de efecto equivalente y la forma de combinar estas fuerzas con las correspondientes a otras acciones. Debe notarse que en esta etapa se suelen tener grandes incertidumbres y se pueden llegar a cometer errores graves en la determinación de las acciones de diseño, lo que produce un diseño deficiente, no acorde a las cargas reales que se espera actúen sobre la

- c) estructura durante su vida útil. Baste como ejemplo reflexionar sobre el grado de aproximación con que se puede determinar la acción máxima debida a sismo que puede presentarse sobre un edificio durante su vida útil.
- d) *Determinar el efecto de las acciones de diseño en el modelo de estructura elegido.* En esta etapa, que constituye el análisis propiamente dicho, se determinan las fuerzas internas (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes), así como las deflexiones y deformaciones de la estructura. Los métodos de análisis suponen en general un comportamiento elástico-lineal. El desarrollo de los métodos numéricos asociados al empleo de las computadoras ha hecho posible la evolución de los métodos de análisis. Se cuenta con procedimientos de cálculo de solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, los cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no-linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico. Sin embargo, sin menospreciar las ventajas de realizar análisis refinados de un modelo estructural que represente en forma realista y detallada una estructura, cabe llamar la atención acerca del peligro que representa que un proyectista poco familiarizado con un procedimiento de análisis muy refinado, pierda el sentido físico del problema que está resolviendo, que no sepa determinar de manera adecuada los datos que alimentan al modelo y que no tenga sensibilidad para juzgar sobre si los resultados que está obteniendo son o no realistas.

2.2.3 DIMENSIONAMIENTO.

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y en el caso de elementos de concreto reforzado y mampostería reforzada, también comprende la determinación de la cantidad y ubicación del acero de refuerzo.

Se define en detalle la estructura y se revisa si cumple con los *requisitos de seguridad establecidos*. Se diseñan los elementos del sistema estructural adoptado hasta llegar a la elaboración de planos detallados y las especificaciones de construcción

correspondientes. Estas actividades están ligadas a la aplicación de uno o más *reglamentos y códigos* que rigen el diseño de la estructura en cuestión.

Los códigos y procedimientos son peculiares del material y sistema de construcción elegido. Lo que constituye un aspecto general son los criterios de seguridad y el enfoque con que se aborda el diseño.

2.3 CARGAS.

Las fuerzas que actúan sobre una estructura se denominan cargas, y suelen dividirse en *externas e internas*. Las primeras están constituidas por las cargas aplicadas y las reacciones de los apoyos de la estructura. Las cargas, a su vez, pueden clasificarse desde diversos puntos de vista, como se indica a continuación:

- a. Según el modelo de aplicación pueden ser *estáticas* o *dinámicas*. Se llama carga estática la que se aplica gradualmente. Si se aplica súbitamente, la carga se clasifica como dinámica.
- b. En atención a su permanencia, la carga puede ser *momentánea* o *sostenida*. Ejemplo de la primera es un camión que pasa por un puente; de la segunda, el peso propio de la estructura.
- c. Considerando su estabilidad, la carga podría considerarse como *fija* o *fluctuante*. La primera no cambia con el tiempo; la segunda sí. Cuando una carga fluctuante es de naturaleza tal que sus valores máximos y mínimos son iguales en magnitud, pero de sentido opuesto, se dice que dicha carga es *invertida*.
- d. Si se tiene en cuenta su origen, las cargas pueden clasificarse como debidas a la acción de la gravedad, a la presión hidrostática o al empuje, al viento, al sismo y a los cambios de temperatura. Las cargas gravitacionales se subdividen a su vez en *carga muerta* y *carga viva*.
- e. De acuerdo con la extensión de la zona de aplicación se habla de cargas *concentradas* o *puntuales*, y *distribuidas*. La distribución puede ser uniforme, triangular, trapezoidal, parabólica, arbitraria, etc. Es evidente que esta clasificación

es relativa y depende de las dimensiones del elemento estructural que recibe la carga. Por ejemplo, una persona parada sobre una viga puede considerarse como una carga concentrada que actúa sobre ella, pero pasa a ser carga distribuida cuando el elemento que la soporta es un ladrillo.

- f. También se pueden clasificar las cargas según el lugar de aplicación y la dirección que llevan. En el caso de elementos prismáticos la carga puede ser *centrada*, *excéntrica* o *normal* al eje longitudinal.

Cargas centradas son aquellas aplicadas, o que se pueden considerar aplicadas, en el centroide de una sección transversal del elemento. Cuando la línea de acción de una carga tal pasa por los centroides de todas las secciones transversales del mismo, la carga se denomina *axial*. Las cargas que no están aplicadas en el centroide de la sección transversal se denominan *excéntricas*. Las cargas normales al eje pueden estar contenidas o no en un plano principal del elemento.

Se establece una división similar para las cargas que actúan sobre elementos laminares, ya sean éstos planos o curvos. Refiriéndose a los primeros, se habla de *cargas en el plano* o *normales al plano*. Al considerar a los segundos, se clasifican en *tangentes* y *normales* a la superficie. Es claro que no todas las cargas son normales o tangentes pero es sabido que cualquiera se puede descomponer en cargas de estos tipos.

La clasificación del literal “f” es muy importante, pues determina el tipo de fuerzas internas que originan en las estructuras que las soportan. Las cargas axiales producen esfuerzos de tensión o compresión simples; las tangenciales, esfuerzos cortantes. Las excéntricas, flexocompresión o flexotensión; las normales al eje y contenidas en un plano principal, flexión y corte. Si son normales al eje pero están fuera de un plano principal, además de la flexión y el corte producen generalmente torsión. En la tabla 2.2 se resume la anterior clasificación.

TABLA 2.2 Clasificación de las cargas que actúan en una estructura.

	Criterio de clasificación	División
Externas	Modo de aplicación	Estática Dinámica
	Permanencia	Momentánea Sostenida
	Estabilidad	Fija Fluctuante → invertida
	Origen	Gravedad $\left\{ \begin{array}{l} \textit{muerta} \\ \textit{viva} \end{array} \right.$ Presión hidrostática o empuje Viento Sismo Térmica
	Extensión de la zona de aplicación	Concentrada Distribuida $\left\{ \begin{array}{l} - \text{ uniforme} \\ - \text{ triangular} \\ - \text{ trapezoidal} \\ - \text{ parabólica} \\ - \text{ arbitraria, etc.} \end{array} \right.$
	Lugar de aplicación y dirección	Elementos prismáticos Centrada axial Excéntrica Normal al eje $\left\{ \begin{array}{l} \text{Contenidas en un plano principal} \\ \text{Fuera de un plano principal} \end{array} \right.$ Elementos laminares planos En el plano Normales al plano Elementos laminares curvos Tangentes a la superficie Normales a la superficie
Internas	Efectos que producen	Axiales Cortantes Flectoras Torsoras

La determinación de las cargas a ser aplicadas a una estructura es con frecuencia una tarea difícil. Aun cuando existen en códigos y normas muchas guías para la distribución mínima de cargas, son el juicio y la experiencia del ingeniero en estructuras los que desempeñan una función muy significativa para definir las condiciones de la distribución de cargas que debe soportar una estructura.

Esto puede requerir a menudo una recolección de datos en el lugar en que se ubicará la estructura, como registros climáticos que cuantifiquen el viento, y registros de actividad sísmica. Este tipo de información, junto con los requisitos de todos los códigos aplicables en la construcción, forma la base a partir de la cual el ingeniero en estructuras puede iniciar el modelado de las condiciones de carga.

Por lo general las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales. Una *carga puntual* puede, por ejemplo, representar la acción de otro componente estructural que entra en contacto con un miembro, el soporte de una pieza pesada de equipo en el suelo o la rueda de un camión en la cubierta de un puente.

Las *cargas lineales* son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud, como el peso de una pared divisoria o el peso de un sistema de piso repartido proporcionalmente a las vigas de apoyo. Las *cargas superficialmente distribuidas* se dan en términos de fuerza por unidad de área y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras.

El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones define el Art. 13 las categorías de cargas o *acciones* de acuerdo con la duración en que actúan con su intensidad máxima sobre las estructuras:

1. Las *acciones permanentes*, Q_p , son las que actúan en forma continua sobre la estructura, variando poco su intensidad con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje de líquidos y las

2. deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzo o a movimientos diferenciales de los apoyos.
3. Las *acciones variables*, Q_v , son las que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, los empujes de tierra, las deformaciones impuestas y los asentamientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que puedan presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.
4. Las *acciones accidentales*, Q_a , son las que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante breves lapsos. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que puedan presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en la estructuración y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso que ocurran estas acciones.

El RSEC también define las cargas muertas (art. 23) y las cargas vivas (art. 24):

- Se consideran como cargas muertas (D) los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.
- Se consideran como cargas vivas (L) los pesos que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la *Tabla de Cargas Vivas Unitarias Mínimas*.

Las acciones sísmicas son determinadas a partir de las disposiciones de la *Norma Técnica para Diseño por Sismo*. Asimismo, las acciones debidas al viento se contemplan en la *Norma Técnica para Diseño por Viento*.

La norma de la American Society of Civil Engineers (ASCE), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, define las cargas muertas y las cargas vivas de manera similar al RSEC, refiriéndose de manera más explícita sobre las cargas muertas como el peso de todos los materiales de construcción, incluyendo pero no limitándose a muros, pisos, techos, cielos, escaleras, divisiones, acabados, revestimientos y fachadas. También proporciona una Tabla de Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Distribuidas y Cargas Concentradas.

2.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Una estructura se forma a partir del arreglo o ensamblaje de elementos individuales. Se procura que dicho arreglo aproveche las características peculiares de cada elemento para lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

Los elementos estructurales se definen en función de su forma en elementos lineales, elementos planos y elementos de superficie curva. Los elementos lineales son aquellos en que dos dimensiones del elemento son mucho menores que la otra dimensión. Dentro de estos elementos se pueden mencionar los tirantes, cables colgantes, columnas, puntales, arcos y vigas.

Los elementos planos se caracterizan por tener una dimensión muy pequeña con respecto a las otras dos y una superficie media plana. Estos elementos se identifican con el nombre genérico de placas, aunque adquieren nombres más específicos según la función estructural principal que desempeñan. Las placas conforman sistemas de piso y sistemas de muro o pared.

Los elementos de superficie curva son también placas, pero se caracterizan en que por su forma curva transmiten cargas transversales por medio de esfuerzos axiales de tensión o compresión. El cascarón es un elemento de superficie curva que resiste cargas esencialmente por esfuerzos de compresión; es el equivalente en el espacio del arco.

Los elementos estructurales de concreto reforzado comunes en edificaciones pueden clasificarse en forma general en losas de piso, vigas, columnas, muros y cimentaciones.

- *Losas de piso.* Son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los marcos de una estructura. Pueden ser losas sobre vigas, losas sin vigas (placas planas) y sistemas semi-prefabricados. Pueden proporcionarse de tal manera que actúen en una dirección o que actúen en dos direcciones perpendiculares.
- *Vigas.* Son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se cuelan de manera monolítica con las losas y están reforzadas estructuralmente en una cara, la parte más baja de tensión, o ambas caras superior e inferior. Como son coladas monolíticamente con la losa, forman una viga T para las vigas interiores o una viga L en el exterior de la edificación.
- *Columnas.* Son los elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural. Son miembros en compresión sujetos en la mayoría de los casos a carga axial y flexión y son de mayor importancia en las consideraciones de seguridad de cualquier estructura.
- *Muros.* Los muros son los cerramientos verticales para los marcos de los edificios. Estos no son necesariamente hechos de concreto, sino de cualquier material que llena estéticamente la forma y necesidades funcionales del sistema estructural. Además, los muros estructurales de concreto son a menudo necesarios como muros de cimentación, muros de escalera y muros de cortante que resisten cargas horizontales de viento y sismo.
- *Cimentaciones.* Las cimentaciones son los elementos estructurales de concreto que transmiten el peso de la superestructura al suelo. Pueden ser de muchas formas, el más simple es una zapata aislada. Otras formas de cimentaciones son zapatas combinadas, losas y vigas de cimentación, y pilotes.

Los arreglos posibles de los elementos mencionados han originado diversos sistemas estructurales, cuya capacidad para absorber las solicitaciones a las cuales se somete depende de sus características propias de forma, dimensiones, rigidez, ductilidad y resistencia. Atendiendo estas características, el RSEC en la Norma Técnica de Diseño por Sismo hace una clasificación de los **sistemas estructurales de edificios**:

- **Sistema A.** Estructura formada por marcos no arriostrados, los cuales resisten primordialmente por acción flexionante de sus miembros, la totalidad de las cargas gravitacionales y laterales.
- **Sistema B.** Estructura formada por marcos no arriostrados que soportan esencialmente las cargas gravitacionales y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados que resisten la totalidad de las cargas laterales.
- **Sistema C.** Estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados. Todos los componentes de la estructura resisten la totalidad de las cargas verticales y horizontales. Los componentes se diseñarán para resistir las fuerzas laterales, en proporción a sus rigideces relativas y de acuerdo a un análisis de interacción. En todo caso, los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir al menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.
- **Sistema D.** Estructura en la cual la resistencia a cargas gravitacionales es proporcionada esencialmente por paredes o marcos arriostrados que resisten también la totalidad de las cargas laterales.
- **Sistema E.** Estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis, sean aislados o deban considerarse como tal.
- **Otros Sistemas.** En estos casos debe demostrarse mediante datos técnicos y ensayos que establezcan las características dinámicas, que su resistencia a fuerzas laterales y capacidad de absorción de energía son equivalentes a las de alguno de los sistemas aquí definidos.

Sin embargo, los sistemas estructurales aplicados a viviendas son los sistemas C y D, ejemplo de ello es el edificio mostrado en la figura 2.7, en donde puede observarse que las paredes conforman el principal elemento estructural para la resistencia de la totalidad de las cargas en ambas direcciones.



Figura 2.7

Edificio de apartamentos en La Colonia Escalón.

2.5 SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA VIVIENDAS.

2.5.1 SISTEMAS A BASE DE MAMPOSTERÍA REFORZADA¹⁶.

El objetivo de cualquier sistema estructural, entre otras cosas, es reducir al mínimo el costo del proyecto sin comprometer su seguridad y calidad. La estructuración de un edificio y la selección del sistema estructural a emplear, es sin duda, la parte fundamental del diseño; y en ella se refleja de manera clara el criterio de capacidad creativa del diseñador estructural y capacidad conceptual del arquitecto.

Existen varias disposiciones de tipo constructivo para la mampostería, una de ellas es el llamado Sistema Mixto, donde se combina la mampostería reforzándola con elementos

¹⁶ Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo II. P. 42. (Tesis UES, 1991).

verticales y horizontales de concreto armado, lo cual mejora el comportamiento de las paredes y del sistema en si. Otro sistema utilizado emplea la mampostería con unidades huecas en la cual el refuerzo se coloca dentro de algunas o en el total de las celdas de los mismos según sea diseñado, proporcionando así mayor resistencia flexionante a la pared.

El sistema estructural que se desarrollará posteriormente será el Sistema Cajón, el cual transmite las cargas verticales al suelo a través del conjunto de paredes de mampostería que lo conforman, las cuales, además, le proporcionan la estabilidad lateral necesaria. En el país este sistema estructural tiene gran aplicación por lo que se hace necesario conocer acerca de su comportamiento y más aún sobre el análisis y diseño de las edificaciones con ese sistema estructural, así como también conocer sobre algunos criterios de estructuración y de configuración geométrica de las edificaciones a base de mampostería.

2.5.2 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS SISTEMAS CAJÓN.

El Sistema Cajón utiliza los sistemas de entrepiso y techo de la edificación como diafragmas rígidos para distribuir las fuerzas laterales a las paredes, las cuales a su vez poseen la resistencia necesaria para soportar estas fuerzas cortantes en combinación con las cargas verticales, este tipo de estructuras es particularmente apropiado para estructuras de edificios que requieren un patrón fijo de separación de áreas en forma repetitiva de piso a piso tal como los proyectos de hoteles y apartamentos. Esta repetición permite además incrementar la rapidez del proceso constructivo en los edificios de varios pisos.

La figura 2.8 muestra en forma general como un sistema cajón transmite las cargas laterales a las cimentaciones. Puede observarse que el Sistema Cajón no posee un sistema de marcos que pueda transmitir al suelo las cargas verticales, es decir, las paredes además de proveer la estabilidad lateral requerida, también soportan las cargas verticales. Las paredes perpendiculares a la dirección asumida del movimiento sísmico se apoyan lateralmente en las losas de entrepiso (diafragmas), por lo tanto las fuerzas de

inercia de la mitad de la altura de la pared tanto arriba como abajo del nivel de entrepiso en cuestión, debe considerarse como parte de la fuerza sísmica aplicada a ese nivel.

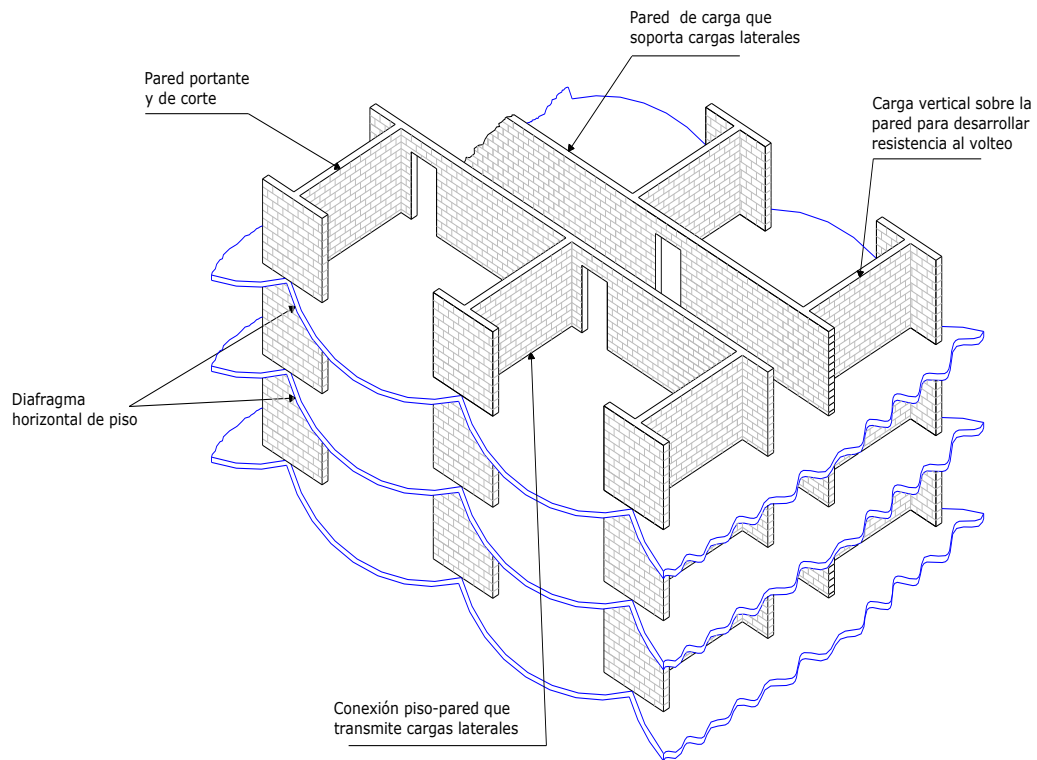


Figura 2.8

Estructura con paredes de corte (tipo cajón).

En el caso de un edificio de un piso la carga transmitida al diafragma de techo proviene de la mitad de la altura de la pared pero incluye además el parapeto (ver figura 2.9).

Para el cálculo de esos esfuerzos inerciales es más conveniente considerar una franja, de ancho unitario, cuya longitud se extiende desde la media altura de una pared perpendicular a la fuerza lateral, luego horizontalmente a través del techo y termina con la media altura de la pared paralela opuesta. Como puede observarse en la figura, esto produce una fuerza W (Kg/m), la cual se convierte en carga lateral sobre el diafragma. En adición a los efectos inerciales, este diafragma debe soportar la carga vertical sobre el techo.

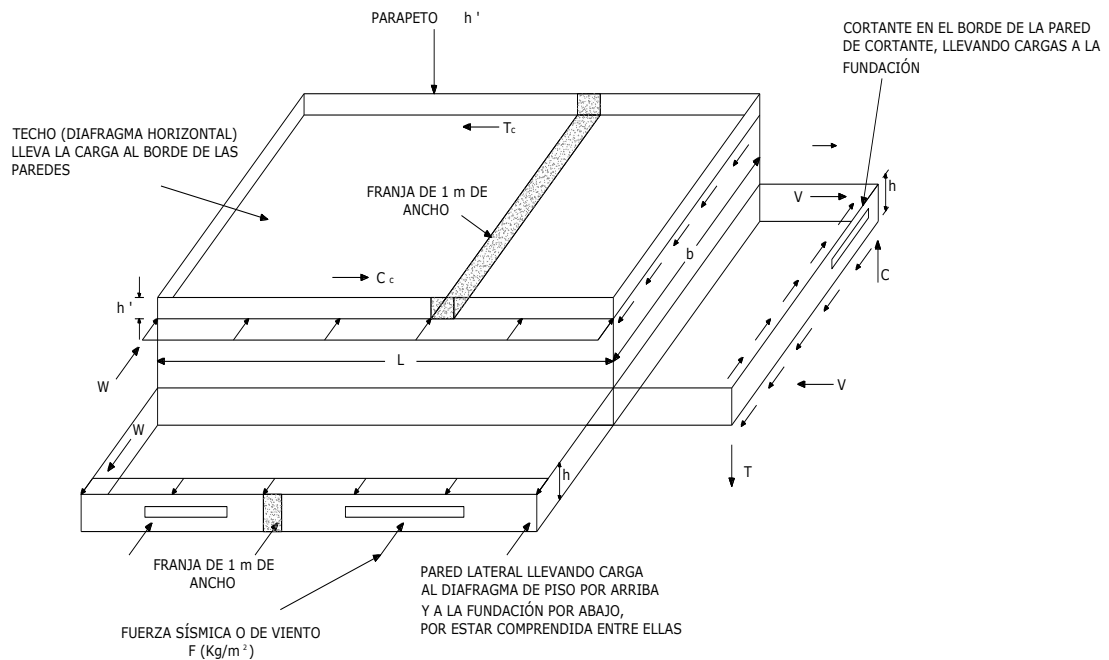


Figura 2.9

Distribución de cargas laterales en un edificio de un piso.

El diafragma se apoya horizontalmente en las paredes de corte (es decir, aquellas paredes que son paralelas a la dirección de la fuerza lateral) y mediante una conexión adecuada entre las paredes de corte y el diafragma la totalidad de la fuerza cortante es transmitida a dichas paredes. Adicionalmente cada pared de corte debe resistir la fuerza lateral producida por su propio efecto de inercia.

Si el diafragma es suficientemente rígido además de esta fuerza cortante directa una fuerza cortante adicional por efectos de torsión es transmitida a las paredes de corte.

La fuerza cortante total que se distribuye a las paredes de corte depende de que tan rígidas sean estas en comparación con el diafragma.

Es importante además tratar de proporcionar una óptima capacidad torsional a la edificación, que aunque en si el Sistema Cajón posee adecuada capacidad torsional por la cantidad de paredes que posee, es posible optimizarlo tratando de ubicar paredes lo

más al exterior posible, así como también en las esquinas de la edificación; ya que con ello se logra optimizar la capacidad a torsión del sistema.

Con el movimiento de tierra los edificios reaccionan o responden en diferentes formas dependiendo de la estructuración de la edificación, tamaño, altura, tipo de fundación, etc.

Si la estructura fuera muy rígida, como un cajón monolítico de mampostería reforzada, y fuera anclado en las fundaciones, entonces la aceleración de la tierra en un sismo será inmediatamente transferido al edificio y este será sometido a una fuerza igual a $F = MA$ en donde M es la masa del edificio y A es la aceleración del suelo. Esto es un resultado de la fuerza de inercia que es impuesta sobre la estructura del edificio debido a la aceleración del sismo. Como un edificio disminuye en rigidez o aumenta en flexibilidad, la aceleración del sismo no es completamente transmitida al edificio, por consiguiente, la fuerza inercial F es menor que MA .

Según vibran los edificios, hay un mecanismo de amortiguamiento inherente en todos los edificios el cual tiende a reducir el movimiento de estos. Si un edificio tuviera cero amortiguamiento, vibraría siempre y solo el efecto del aire lo haría caerse lentamente.

2.6 COMPONENTES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS.

2.6.1 CIMENTACIONES.

La cimentación, constituye un elemento de transición entre la estructura propiamente dicha, y el terreno en que se apoya. El objeto de la cimentación es propiciar que las cargas de la estructura, a través de sus elementos como muros de carga, columnas, etc., se transmitan al terreno produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir falla local, falla general o asentamientos. Hay dos grupos de cimentaciones: cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.

En un proyecto de edificación de cualquier tipo deberá figurar, expresamente, una exposición detallada de las características del terreno, a cuyos efectos el técnico que lo redacta podrá exigir al propietario un estudio del suelo y subsuelo. Para su dimensionamiento y cálculo se adopta en todos los casos la hipótesis de reparto de presiones lineal, que corresponde al caso de cimiento rígido sobre terreno elástico. En casos excepcionales, en los que la importancia de la obra lo requiera, se adoptarán repartos diferentes para un dimensionamiento más apropiado de estos elementos.

Los objetivos de una cimentación eficiente deben ser:

1. Estructurales.

- a) Transferencia completa y adecuada de las cargas de la estructura al suelo.
- b) Proporcionar anclajes a los refuerzos verticales.
- c) Proporcionar rigidez y resistencia.
- d) Mínimo de asentamientos y en especial los diferenciales.

2. Constructivos.

- a) Facilidad de colocación de instalaciones.
- b) Procedimiento constructivo fácil y en especial cuando existe presencia de agua a poca profundidad o se requiere su conducción adecuada durante y después de la construcción.

Para el caso de viviendas, los tipos de cimentaciones que con frecuencia son utilizados, son las cimentaciones superficiales, las cuales se describen a continuación.

2.6.1.1 Cimentaciones superficiales.

En una cimentación superficial los elementos verticales (columnas o paredes) de una estructura llegan al suelo a través del sistema columna-zapata o pared-zapata y este descansa directamente sobre el suelo. El ensanchamiento de la sección transversal en la zapata es con el fin de repartir las fuerzas transmitidas y así reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo. Dentro de este tipo de cimentación tenemos: las zapatas

aisladas, las zapatas combinadas, zapatas en voladizo, losas de cimentación y soleras de fundación.

1. Zapatas aisladas.

Esta puede ser centrada o de colindancia, y consiste en losas independientes que pueden tener un espesor constante o que se reduce en la parte del voladizo. (Ver figura 2.10)

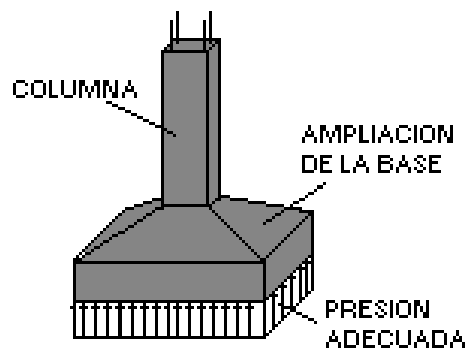


Figura 2.10

Zapata Aislada.

2. Zapatas corridas o combinadas.

Soportan la descarga de dos o más columnas, quiere decir que son zapatas que deben transmitir grandes cargas. Son necesarias cuando se debe colocar una columna en la colindancia de una estructura y la losa de la zapata no puede rebasar los límites de la propiedad cuando la distancia entre columnas es relativamente corta y al usar zapatas aisladas se traslaparían entre si o cuando el suelo ofrece resistencia baja y esto obliga al empleo de mayor área de contacto. (Ver figura 2.11)

3. Zapatas de voladizo o ligadas.

Son similares a las zapatas corridas, excepto que la zapata de la columna exterior y la columna interior, están unidas por una viga, la cual es de menor ancho que el de cualquiera de las dos zapatas, a este elemento se le llama viga de unión. (Ver figura 2.12).

Una de las principales razones del uso de este elemento, es la reducción del costo, debido a que se necesita menos material que una zapata combinada.

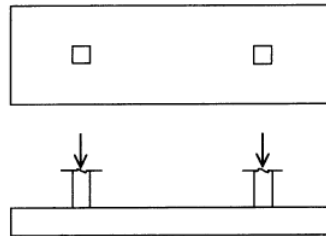


Figura 2.11

Zapata corrida simétrica.

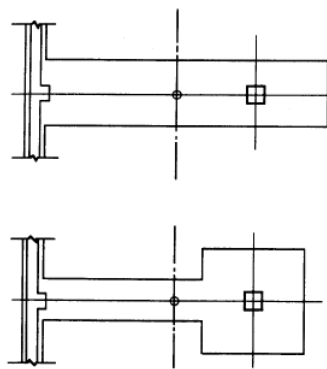


Figura 2.12

Formas comunes en planta para zapatas en voladizo.

4. Losa de cimentación.

Esta se puede comparar a una sola zapata que cubre el área de fundación de la obra y es necesaria cuando la resistencia del suelo es muy baja a gran profundidad (suelos blandos o poco uniformes), y se necesita distribuir los esfuerzos al suelo a través de un área mayor. Las losas de cimentación pueden apoyarse también sobre pilotes donde el suelo es susceptible a grandes asentamientos. (Ver figura 2.13)



Figura 2.13

Losas de cimentación.

5. Soleras de fundación.

Es el elemento estructural base, en posición horizontal y en forma corrida y sobre el cual se coloca la primera hilada de ladrillo o bloque, que conforman las paredes de una edificación. También de ella parten las nervaduras verticales. Esta clase de cimentación, debido a que la carga que soporta es uniformemente distribuida, puede diseñarse por unidad de longitud total de pared, a menos que ocurran cambios en las dimensiones o en la carga soportada.

De acuerdo con la ubicación y forma como le llegan las cargas, las soleras de fundación pueden ser:

- a) Soleras de fundación centradas. Cuando la pared se encuentra centrada al eje de la solera y las cargas son aplicadas en su centro, como se muestra en la figura 2.14a.
- b) Soleras de fundación de colindancia. Cuando la pared se encuentra en un lado de la solera y las cargas son excéntricas al eje de la solera, como se muestra en la figura 2.14b.

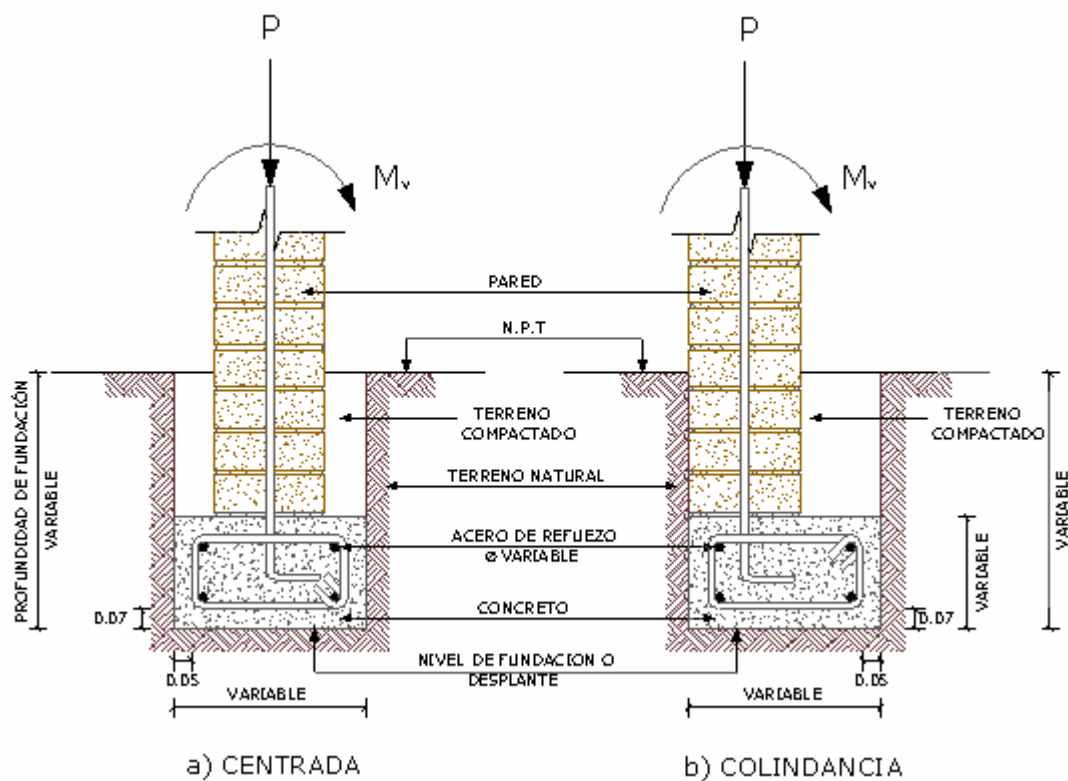


Figura 2.14

Tipos de soleras de fundación.

2.6.1.2 Profundidad de desplante de las cimentaciones¹⁷.

- a. En suelos cohesivos tipo CL:

$$z = h = D_f = \frac{[(0.83 - 0.017IP)IP] - 4}{\gamma_n}$$

- b. En suelos no cohesivos:

$$D_f = \left(\frac{q_d}{\gamma_n} \right) * \left[\tan^4 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

Donde:

IP: Índice de plasticidad en porcentaje.

γ_n : Peso volumétrico del suelo en su estado natural en Ton/m³.

¹⁷ Gil O. Aguirre y otros. Manual de Fundaciones de las Estructuras según Tipos de Suelos. Tesis UES. Capítulo I. p.88.

q_d : Capacidad de carga límite en Ton/m^2 .

ϕ : Angulo de fricción interna del suelo, en grados.

2.6.2 DIAFRAGMAS¹⁸.

La función estructural de un sistema de entrepiso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Es casi siempre necesario que cumpla además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano. Esto es necesario, para que las fuerzas inerciales se transmitan a todas las paredes estructurales de la planta en proporción a la rigidez de cada una de ellas.

El concreto reforzado es el material más empleado para sistemas de entrepiso por su durabilidad, moldeabilidad y economía.

2.6.2.1 Clasificación.

El diafragma de entrepiso se comporta esencialmente como una viga I de gran peralte (Ver figura 2.15), donde los elementos de borde funcionan como las alas y el sistema de entrepiso hace las veces del alma.

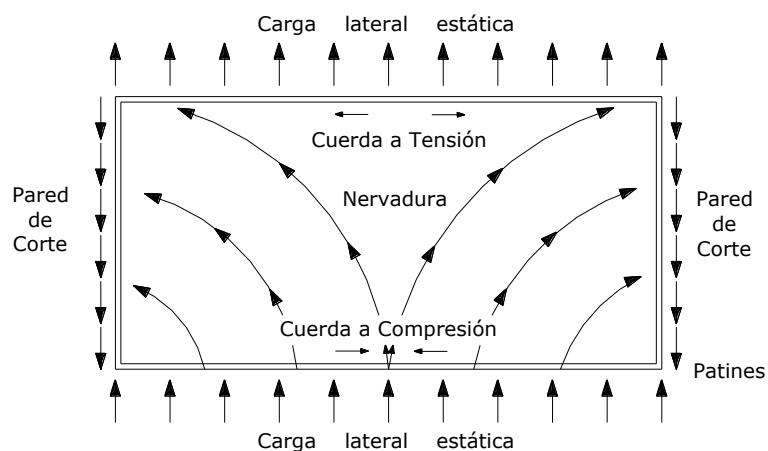


Figura 2.15

Comportamiento de un diafragma.

¹⁸ Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo II. P. 50. (Tesis UES, 1991).

Por medio de una adecuada conexión en los bordes del diafragma, el cortante horizontal total es transferido directamente a las paredes de corte. En adición al cortante del diafragma, cada pared de corte deberá resistir la fuerza producida por su propio efecto de inercia. La suma de ambos cortantes constituyen el efecto total de la fuerza cortante directa. Además, un cortante por torsión deberá ser transferido sobre las paredes, esto es, un efecto que ocurre cuando no coincide el centro de gravedad del edificio con el centro de rigidez de los elementos verticales resistentes.

Un diafragma horizontal es análogo a una viga laminar en un plano horizontal, donde el entrepiso o cubierta de techo funciona como una membrana para resistir la fuerza de cortante. Los elementos de borde, tal como las vigas de enlace, sirven como patines de la viga para desarrollar el momento resistente.

Los diafragmas pueden ser construidos de diferentes materiales tales como: concreto, madera o metal y, algunas veces, de una combinación de estos materiales. Según sea la relación entre la rigidez del diafragma y las paredes, los diafragmas pueden clasificarse en 3 grupos: rígidos, semirígidos y flexibles.

1. Diafragma rígido.

Es aquel que distribuye las fuerzas horizontales aplicadas en el centro de rigidez de los elementos resistentes, en proporción directa a las, rigideces de estos elementos.

Esto quiere decir que las deformaciones que se producen en el plano del diafragma son despreciables y éste se desplaza fundamentalmente con un movimiento de traslación de cuerpo rígido.

Si las fuerzas horizontales no están aplicadas en el centro de rigidez de los elementos resistentes una rotación de cuerpo rígido se producen en el diafragma, (efectos de torsión) con lo cual fuerzas cortantes adicionales se transmiten a los elementos resistentes. Las Figuras 2.16 y 2.17 ilustran situación.

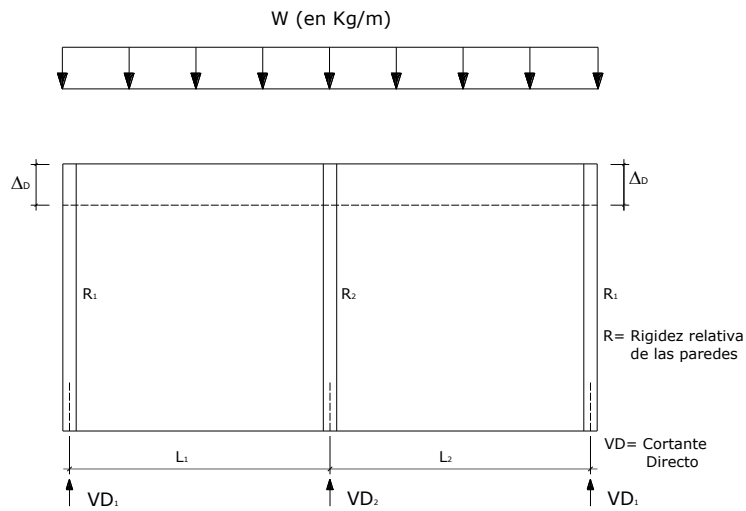


Figura 2.16 Distribución simétrica de la fuerza lateral a través de un diafragma rígido.

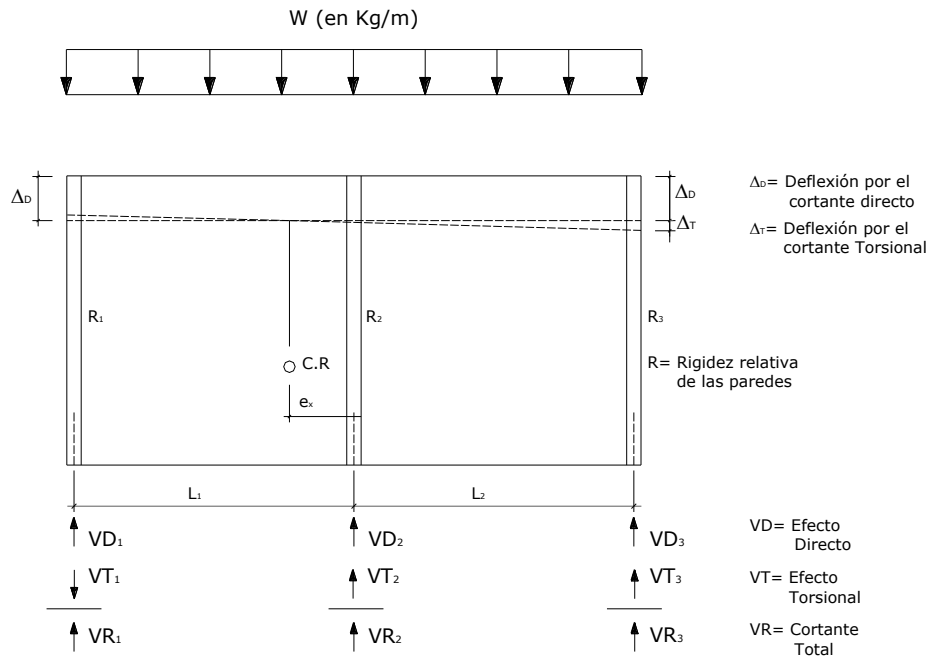


Figura 2.17 Distribución no-simétrica de la fuerza lateral a través de un diafragma rígido.

Un diafragma rígido no se deforma apreciablemente bajo una carga simétrica y provoca una deflexión de igual magnitud en cada elemento vertical, entonces para cada pared, la

cantidad de fuerza que es tomada a causa de esa deflexión será directamente proporcional a la rigidez de los elementos en cuestión. Estos, diafragmas se consideran capaces de transmitir cortantes de torsión, deflexiones y fuerzas.

Para diferentes tipos de diafragmas de piso, la tabla 2.3, tiene algunas relaciones aceptadas de largo-ancho, ya que diafragmas demasiado largos no pueden ser considerados como rígidos.

Tabla 2.3. Máxima relación de largo-ancho de diafragmas horizontales para ser considerados como rígidos¹⁹.

Construcción del entrepiso	Relación largo-ancho
Losa de concreto densa colada in situ.	5:1
Concreto prefabricado interconectado	4:1
Cubierta metálica rellena de concreto.	3:1
Cubierta metálica sin relleno.	2:1
Cubierta de tabla yeso colada in situ (Techo).	3:1

En general, se clasifican como diafragmas rígidos los siguientes sistemas de entrepiso y techo:

- a) Losas densas de concreto reforzado.
- b) Losas aligeradas.

a) Losas Densas.

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte, en particular, las losas densas son aquellas cuyo volumen total lo conforman el concreto y el acero de refuerzo sin ninguna cavidad que aligere su peso propio. La losa densa en dos direcciones apoyada sobre paredes de carga es el sistema típico para claros pequeños, como las usuales en vivienda.

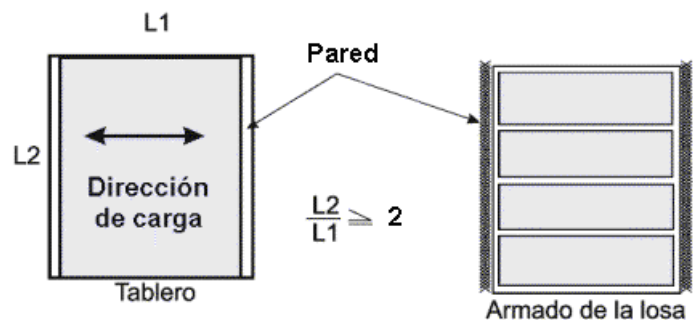
Las losas soportan principalmente cargas transversales que actúan normalmente a su plano y por tanto transmiten la carga a los apoyos por flexión, cortante y torsión, aunque en ciertas ocasiones actúan también fuerzas contenidas en el plano de la losa.

¹⁹ Masonry Designers Guide. Capitulo 8. p.16.

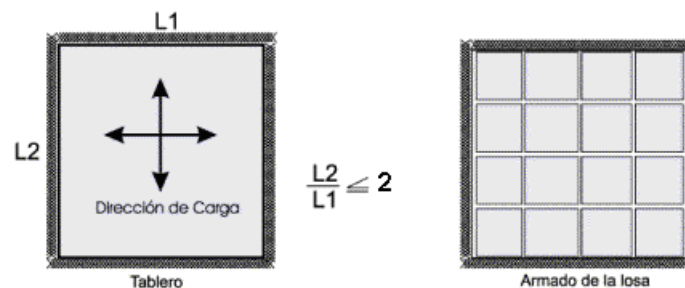
Existen varios tipos comunes de losas usados extensamente en las edificaciones: las losas en un sentido y en dos sentidos.

Las losas en una dirección son llamadas así debido a que actúan en dirección perpendicular a los apoyos. Estos apoyos pueden ser las vigas principales de un marco, vigas secundarias que se apoyan a su vez en vigas principales o paredes de mampostería que soportan la losa directamente. Cuando la relación entre el lado largo y el lado corto de estos tableros es mayor que dos (ver figura 2.18a), las losas se pueden diseñar como losas en una dirección aunque estén apoyadas en realidad en sus otros lados. El refuerzo por flexión representa el refuerzo principal, que se coloca paralelo a la dirección corta, su diámetro y separación son variables, dependen del diseño estructural.

Las losas bidireccionales se utilizan cuando se dispone de paredes portantes en los cuatro costados de la losa y la relación de claros es menor que dos (ver figura 2.18b), el refuerzo por flexión se colocan en ambas direcciones.



a) Losa o placa unidireccional (dos apoyos)



b) Losa bidireccional (apoyo perimetral)

Las losas en dos sentidos están clasificadas en dos diferentes categorías: losas sin vigas y losas apoyadas en vigas situadas a los lados de cada panel.

Las losas sin vigas, quedan descritas por los términos genéricos de placas y losas planas. Sin embargo, su uso no es común en vivienda, por lo que no se tomarán en cuenta en esta investigación.

Las losas apoyadas en vigas (o paredes) en todos los lados de cada panel se conocen generalmente como losas reforzadas en dos direcciones, este sistema se desarrollo a partir de los sistemas de viga y trabe (ver figura 2.19).

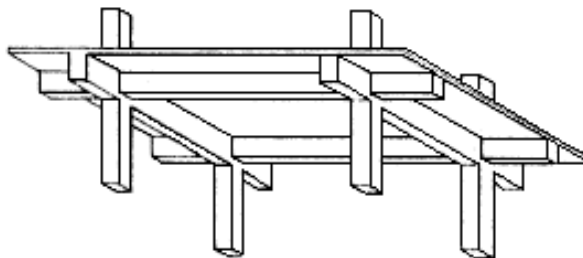


Figura 2.19

Losas reforzadas en dos direcciones.

b) Losas aligeradas.

Las losas aligeradas son aquellas que forman vacíos en un patrón rectilíneo que aligera la carga muerta debido al peso propio. Así tenemos:

1. Entrepisos de viguetas en una dirección.
2. Entrepisos de viguetas en dos direcciones.

Los entrepisos de viguetas en una dirección, son con frecuencia utilizados en edificaciones para vivienda, es por ello que se estudiarán a continuación.

1. Entrepisos de viguetas en una dirección.

Un entrepiso de viguetas en una dirección consta de una serie de pequeñas vigas T de concreto reforzado con poco espaciamiento entre si, que se apoyan en vigas principales

de concreto vaciadas monolíticamente, las cuales a su vez están sostenidas por las columnas del edificio. Las vigas T, llamadas también *viguetas* o *nervadura*, se forman al dejar espacios vacíos en lo que de otra manera sería una losa densa; estos vacíos se forman utilizando cajones especiales de acero como se presenta en la figura 2.20. El concreto se vacía entre las formaletas para conformar las viguetas y se deja cierta altura por encima de la parte superior de las formaletas para configurar una delgada losa monolítica que se convierte en el ala de las vigas T.

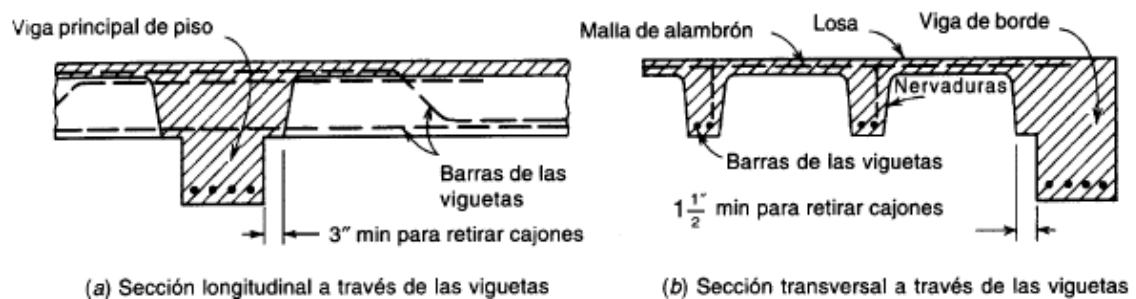


Figura 2.20

Secciones transversales de un entrepiso de viguetas en una dirección.

Puesto que la resistencia del concreto a tensión es pequeña y se ignora por lo regular en el diseño, la eliminación de gran parte de éste en la losa mediante la utilización de las formaletas en forma de cajón genera disminución del peso con una ligera modificación en las características estructurales de la losa. Los entrepisos nervados son económicos para edificios como hoteles, hospitales y de apartamentos donde las cargas vivas son relativamente pequeñas y las luces comparativamente grandes.

De acuerdo con el código ACI 8.11.2, las viguetas no deben tener un ancho menor que 4 pulgadas (10 cm), ni una altura mayor que 3.50 veces el ancho mínimo del alma {para facilitar la ubicación de las barras y la colocación del concreto, es aconsejable tener anchos mínimos del alma de 5.0 pulgadas (12.5 cm)}. El espaciamiento libre entre viguetas no debe exceder 30 pulgadas (75 cm). El espesor de la losa por encima de la

parte superior de los cajones no debe ser menor que $1/12$ de la distancia libre entre viguetas, ni menor que 2.0 pulgadas (5 cm), según el código ACI 8.11.6.

El refuerzo de las viguetas consta generalmente de dos barras en la zona de flexión positiva, con una de las barras interrumpidas donde ya no se requiere o doblada hacia arriba para proporcionar parte del acero negativo que se necesita sobre las vigas principales de apoyo. Se adicionan barras superiores rectas sobre los apoyos para absorber el momento flector negativo.

La losa delgada (ala superior) se refuerza principalmente para esfuerzos de temperatura y de retracción de fraguado, utilizando malla electrosoldada o barras de diámetro pequeño que se colocan a ángulos rectos con respecto a las viguetas. El área de este refuerzo está por lo general en el orden de 0.18 % de la sección transversal bruta de la losa de concreto.

Las viguetas en una dirección se dimensionan para que el concreto suministre toda la resistencia a cortante, sin que sea necesaria la utilización de estribos.

Otra variación de la losa de viguetas en una dirección, es la losa prefabricada en la que los huecos se obtienen con la colocación de ladrillos u otro material de relleno.

En nuestro país, este tipo de construcción, es muy utilizada en vivienda, puesto que resulta más económica en comparación con una losa densa. Es así, que en el mercado se encuentran disponibles muchos tipos de entrepisos, formados por viguetas preesforzadas de concreto y elementos prefabricados de concreto (bovedillas). Entre las cuales se tiene:

Viguetas tradicionales.

Esta formada por una vigueta o patín, de concreto y acero pretensado, la celosía y el acero superior, tal como lo indica la figura 2.21.

Viguetas de alma llena.

Esta formada por una vigueta “T” de concreto de alta resistencia comprimida mediante cables pretensados, teniendo únicamente en los extremos una celosía que sirve para

aumentar la resistencia al cortante y además sirve para fijar los bastones de empotramiento. (Ver figura 2.22).

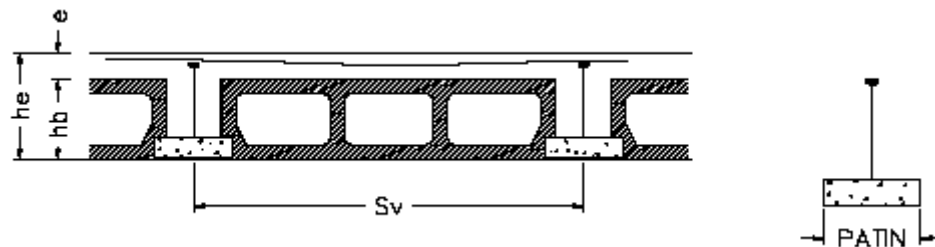


Figura 2.21

Principales dimensiones de las losas de viguetas tradicionales.

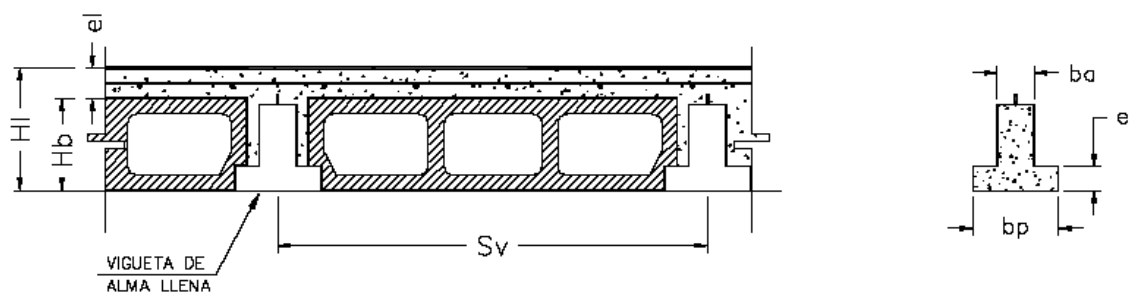


Figura 2.22

Principales dimensiones de las losas de viguetas de alma llena

▣ Bovedillas.

El otro componente de este sistema es la bovedilla. Las bovedillas son elementos de cimbra y aligeramiento de la losa. La capa de concreto vaciada en sitio proporciona la continuidad entre los distintos elementos y es necesaria ante fuerzas en el plano de la losa. El mejor aislamiento térmico y acústico que se obtiene por los mayores espesores y por los elementos huecos de aligeramiento es una ventaja importante de estos sistemas.

Estos pueden ser de diferentes materiales como concreto normal o concreto liviano, arcilla, y poliestireno expandible (durapax), tal como se muestra en la figura 2.23a, b y c, respectivamente.

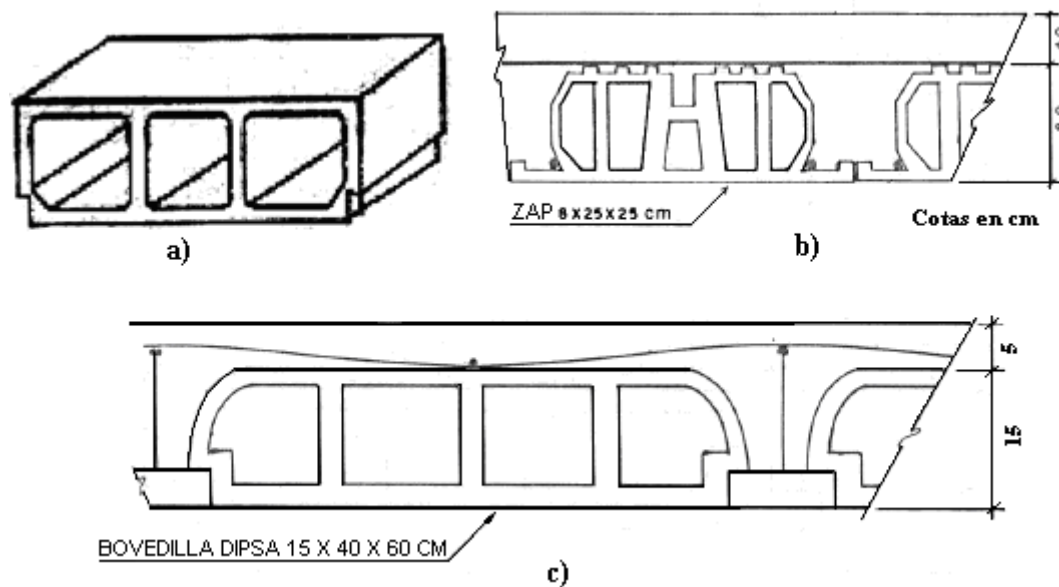


Figura 2.23

Diferentes tipos de bovedillas.

2. Diafragma flexible.

Es aquel que puede ser idealizado como una serie de vigas apoyadas horizontalmente en los elementos resistentes a carga lateral, los cuales se consideran como apoyos fijos. Esto quiere decir que la rigidez lateral de los elementos resistentes es muy grande en comparación con la rigidez del diafragma, por lo cual este se deforma como una viga apoyada horizontalmente en ellos, distribuyendo las fuerzas laterales a los elementos resistentes en proporción directa al área tributaria de los mismos y no por rigidez lateral. Las figuras 2.24 y 2.25, ilustran este concepto pudiéndose notar además que este tipo de diafragmas es incapaz de transmitir efectos torsionales.

Si el diafragma tiene una forma de T o de L su continuidad debe ser garantizada mediante el uso de elementos de rigidez, tal como se ilustra en la Figura 2.26, a fin de que las cargas sean transmitidas a la unión de la L o la T.

Se clasifican como diafragma flexible a:

- a. Cubierta de asbesto-cemento o metálicas apoyadas en estructura metálica o de madera.
- b. Sistema de entrepiso de madera sobre estructura a base de vigueta de acero estructural o madera.

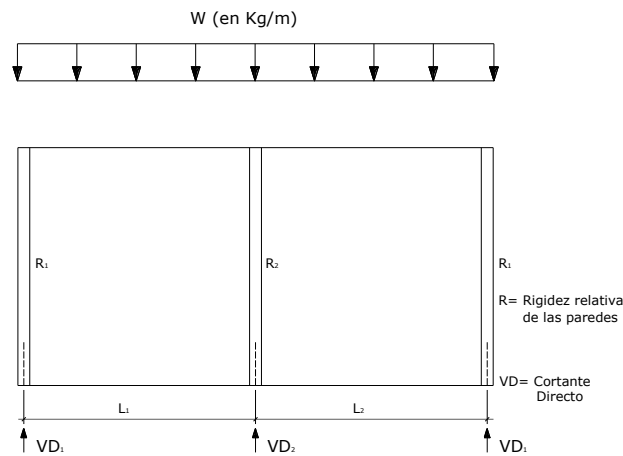


Figura 2.24

Distribución de la fuerza lateral a través de un diafragma flexible. (Arreglo simétrico de rigideces).

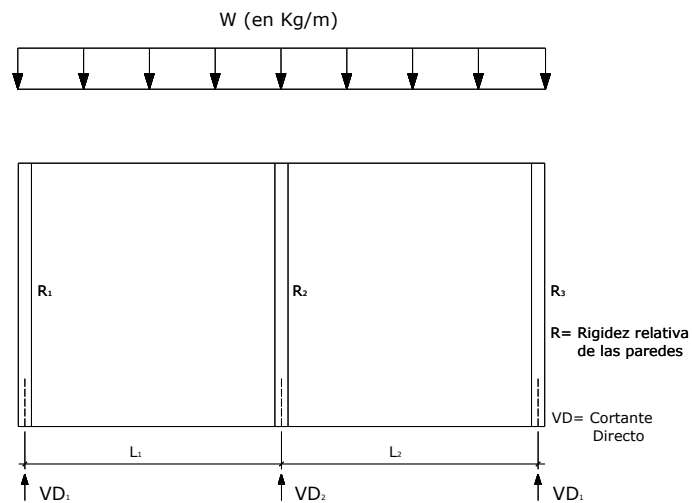


Figura 2.25

Distribución de la fuerza lateral a través de un diafragma flexible. (Arreglo no-simétrico de rigideces).

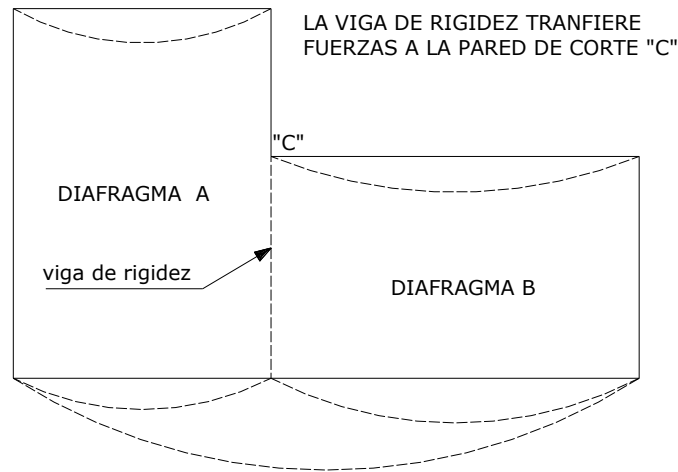


Figura 2.26

Uso de una viga de rigidez en un diafragma flexible.

a) Techos o cubiertas.

Es la parte superior de una vivienda que cumple la función de proteger de las variaciones climáticas a la construcción y a quienes la habitan, deben ser impermeables, durables, aislantes térmicos y acústicos y de fácil instalación. Están compuestos de dos elementos principales: la estructura de soporte y la cubierta, la primera tiene la función de cargar el peso de la cubierta que se va a colocar y transmitir la carga a la estructura principal de la edificación, la segunda es la que brinda la protección contra el sol, lluvia, polvo, etc. Ambos elementos deben formar una unidad y presentar características de seguridad, funcionalidad y economía.

El techo debe construirse con materiales livianos tales como láminas de asbesto cemento, fibrocemento y zinc como los más recomendados, y en teja de barro cocido cuando el diseño arquitectónico así lo amerite.

■ Estructura de soporte.

a) Función.

La estructura de soporte del techo debe cumplir las siguientes funciones:

1. *Características geométricas.*

Los elementos que componen la estructura están en equilibrio y reposo, los unos con relación a los otros. La estructura cumple la función de soportar el peso de la cubierta en un sistema de techos. La estructura está formada por miembros rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro sean axiales o longitudinales a ellos únicamente, estos son de tensión o compresión. La característica geométrica de una estructura debe proporcionar principios de diseño, cumpliendo aspectos de dimensiones, ubicación, funcionalidad y economía. Estas características dependen de factores como pendientes y efectos arquitectónicos.

2. *Distribución, trazo, quiebres y bajadas.*

Se escoge y sugiere un tipo o forma de estructura que soportará el techo, dependiendo de la función o uso que tendrá la edificación; la distribución, trazo, quiebre y bajadas de la estructura del techo ayuda a que el agua lluvia pueda escurrir hacia los drenajes, canales y bajadas de aguas lluvias.

3. *Soporte y seguridad.*

El soporte tiene la función de cargar el peso de la cubierta a colocar y transmitir la carga a la estructura principal de la edificación, por lo que debe presentar características de seguridad, funcionalidad y economía, las estructuras de soporte más utilizadas son de acero y de madera, pero las de estructuras de madera ya no se utilizan frecuentemente en el país. Las estructuras de soporte metálicas son: vigas macomber, polín espacial y polín C, las cuales son estructuras sencillas.

Cubiertas.

a) Función.

Se da el nombre de cubierta al revestimiento superior de los techos y su función es proteger a un edificio o vivienda de los agentes atmosféricos como lluvia, sol, polvo, frío, etc., es decir, del intemperismo, construyendo un aislamiento térmico y acústico del

mismo, proporcionando una fácil ventilación integrada por una estructura metálica de o de madera.

b) Tipos de cubierta.

Los diferentes tipos de cubiertas son:

1. Según el tipo de cubierta.

- a) Superficie plana, menores que 5% de pendiente. Por ejemplo es una losa densa.
- b) Superficie inclinada, mayores que 5% de pendiente.
- c) Otro ejemplo es la teja (pendientes de 30%) o láminas de fibrocemento (pendientes de 15%).

2. Según la forma de la cubierta.

- a) Superficie curva, son domos o cúpulas esféricas.
- b) Cubierta a un agua, es el tipo de cubierta más sencilla, está formada por un solo faldón que se apoya en 2 paredes, paralelas, vertiendo el agua lluvia sólo a un lado.
- c) Cubierta de 2 aguas, se compone de 2 faldones que vierten las aguas lluvias en lados opuestos.
- d) Cubierta de 3 aguas, formada por 3 faldones, que vierten las aguas lluvias a tres lados de la planta a cubrir.

El número de quiebres en la cubierta está sujeto a necesidades del techo de acuerdo con la arquitectura que determinará el juego de inclinaciones que el techo necesitará para evacuar el agua lluvia, la figura 2.27 muestra algunos ejemplos de la inclinación del techo. En cuanto a la configuración del techo, esta debe ser lo más sencilla posible 2 a 4 aguas y evitar pendientes demasiado pronunciadas para no aumentar altura a la vivienda, ya que con esto la hacemos más vulnerable a la acción de un sismo o viento.

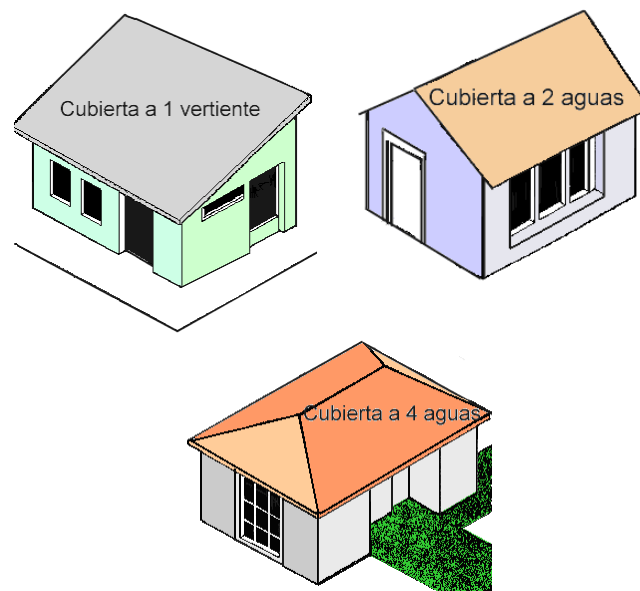


Figura 2.27

Ejemplos de la inclinación del techo.

c) Estructuración.

La cubierta tiene planos inclinados, que forma el tejado llamado faldones, las partes de la cubierta que sobresalen de la pared se llaman aleros, las intersección de los faldones se llama caballete o cumbrera y la parte de la pared de forma triangular que queda entre los faldones se llama mojinete, así como la inclinación de los planos que forman los faldones se llama pendiente. Esquemáticamente la estructura de la cubierta se presenta en la figura 2.28.

La Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas brinda los siguientes requisitos que deben de cumplir las cubiertas.

- a) Los elementos de soporte de las cubiertas deben conformar un conjunto estable ante la acción de las cargas laterales causadas por sismo o viento, razón por la cual es necesario disponer de sistemas de anclajes, y de ser necesario, de suficientes elementos de arriostramiento como contravientos para garantizar la estabilidad del conjunto.

- b) De preferencia debe ser evitado el uso de cubiertas pesadas y favoreciendo el empleo de cubiertas livianas.
- c) La pendiente de la cubierta (inclinación) obedece al tipo de material que sea utilizado.

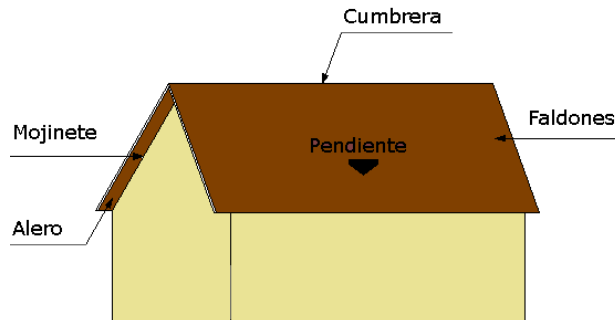


Figura 2.28

Elementos que componen la cubierta.

3. Diafragma semirígido.

Es aquel que exhibe una deformación significativa en su plano pero que tiene suficiente rigidez para transmitir efectos torsionales a los elementos resistentes a carga lateral. Este diafragma puede idealizarse como una viga continua apoyada sobre soportes desplazables con lo cual la distribución de la fuerza lateral del diafragma depende de la rigidez relativa del diafragma y de los elementos resistentes (ver figura 2.29).

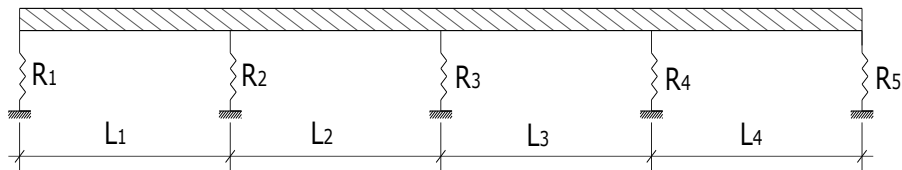


Figura 2.29

Idealización de un diafragma semirígido.

Afortunadamente con una estructuración adecuada puede eliminarse situaciones como la mostrada en la figura 2.30 en las cuales un análisis como diafragma semirígido es requerido; ya que la relación entre largo y ancho en el diafragma es muy alta; a pesar

que cuenta con marcos intermedios, pero éstos no dan la suficiente rigidez como la proporcionada por las paredes laterales de mampostería, lo cual provocará deflexiones en los diafragmas. Este modelo variará su comportamiento si en la presentación de sus marcos se ubican paredes, ya que estas últimas le darían una gran rigidez lateral al edificio.

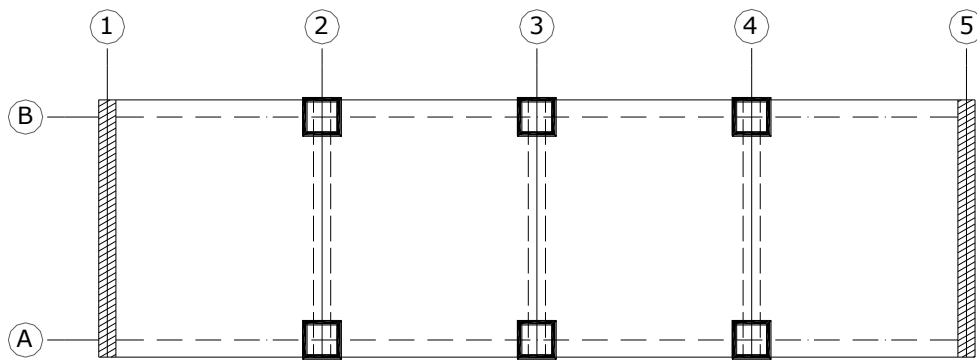


Figura 2.30

Edificio de planta alargada en donde las deformaciones del diafragma inciden en la distribución de las fuerzas horizontales.

2.6.2.2 Deflexiones en los diafragmas.

Un diafragma no solo es diseñado para transmitir las cargas verticales a los elementos resistentes, sino que también debe poseer resistencia y rigidez tal que los elementos verticales, lateralmente soportados por él puedan soportar satisfactoriamente las deflexiones inducidas por su respuesta a la acción del viento o sismo. La deflexión básica de cualquier diafragma, consiste de la suma de dos componentes:

- a) La deflexión por flexión y
- b) La deflexión por cortante.

La primera componente, por flexión, puede ser evaluada de la deflexión como una viga, donde la contribución del cortante es despreciada, pues se asume que todos los esfuerzos de flexión son desarrollados en los patines del diafragma y no en la nervadura. La naturaleza del segundo componente, deflexión en la nervadura puede variar un poco

dependiendo del tipo de diafragma, ya que los esfuerzos de cortante son distribuidos en el peralte de la nervadura (alma del diafragma).

En el caso de los diafragmas de madera, otro factor que puede ser tomado en cuenta es la deflexión adicional debido al deslizamiento en los empalmes.

Como criterio para establecer la rigidez adecuada del diafragma frecuentemente se usa la magnitud de las deflexiones bajo fuerzas laterales, cuando los soportes son paredes, de concreto o mampostería. La limitación numérica de la deflexión generalmente consiste de un valor máximo establecido para la deflexión relativa o de la separación de las paredes entre el nivel del diafragma en cuestión y el piso inferior. Cualquier deflexión que exceda este valor puede servir como aviso de que el diafragma no tiene suficiente rigidez para dar soporte a las paredes si éstas están sometidas a peligrosos niveles de esfuerzos.

Como se muestra en la figura 2.31 las paredes de mampostería son relativamente flexibles perpendicularmente al plano de la pared y pueden tolerar una significativa cantidad de deflexión sin alterar su capacidad resistente al cortante paralelo a la pared. Para que las paredes no sean sobreesforzadas por la deflexión, en el Manual de Mampostería Reforzada de J.E Amrhein, se recomienda limitar la deflexión del diafragma con la expresión:

$$\Delta = \frac{H^2 F_b}{1.44 E_m t}$$

Donde:

Δ = Deflexión permisible entre soportes adyacentes, en cm.

H = Altura de las paredes entre soportes horizontales, en cm.

F_b = Esfuerzo permisible de compresión por flexión, 0.33 f'm, Kg/cm².

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería (900f'm), Kg/cm².

t = Espesor total de la pared, en cm.

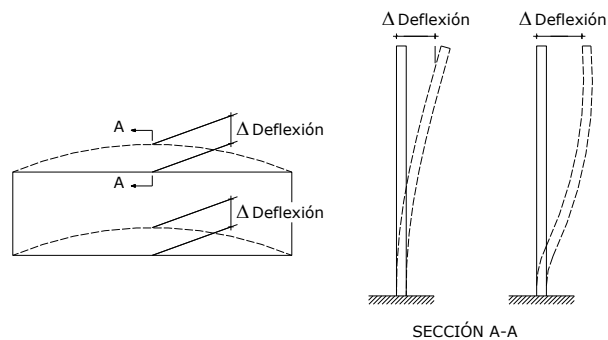


Figura 2.31

Deflexión lateral en paredes.

Sin embargo, para diafragmas flexibles la única limitación de flexibilidad es la de satisfacer una relación máxima de claro/ancho de 4:1 para horizontales, y 3½:1 para los verticales. Estos valores empíricos pueden ser incrementados si se justifica, por medio de cálculos, que no existe peligro de sobrepasar esos límites.

2.6.3 SISTEMAS DE PAREDES.

Los sistemas de construcción de la mampostería difieren en la forma de colocación de las unidades, en la calidad del mortero que las une, en la función que cumplen en una estructura y en la unión que presentan las paredes de mampostería con otros. Para su uso con fines estructurales, la mampostería cuenta con distintas modalidades de colocación del refuerzo, llamándose en este caso mampostería reforzada.

Las principales modalidades de mampostería reforzada son las siguientes:

1. Paredes de mampostería confinada.

Son aquellas paredes construidas a base de piezas sólidas de barro cocido, suelo cemento, o talpetate, etc. También pueden ser construidas con unidades huecas de concreto o arcilla, además pueden o no tener refuerzo horizontal.

Las paredes están rodeadas por elementos de concreto del mismo espesor que las paredes (En el Salvador, los verticales se conocen como nervios y los horizontales son llamados soleras). Éstos forman un pequeño marco perimetral que cumplen la función de

ligar las paredes entre si y con la losa además proporciona confinamiento a la pared, de manera que, si las fuerzas laterales son tales que producen el agrietamiento de la pared por tensión diagonal, el marco confinante mantiene la integridad de la pared evitando su colapso y proporcionándole capacidad de deformación y reserva de carga más allá del agrietamiento diagonal. Está claramente demostrado que las construcciones de mampostería confinada tienen un comportamiento sísmico radicalmente superior que las de mampostería no reforzada.

Algunos requisitos exigidos por la Norma Técnica de Diseño y Construcción de Viviendas, se presentan en la figura 2.32.

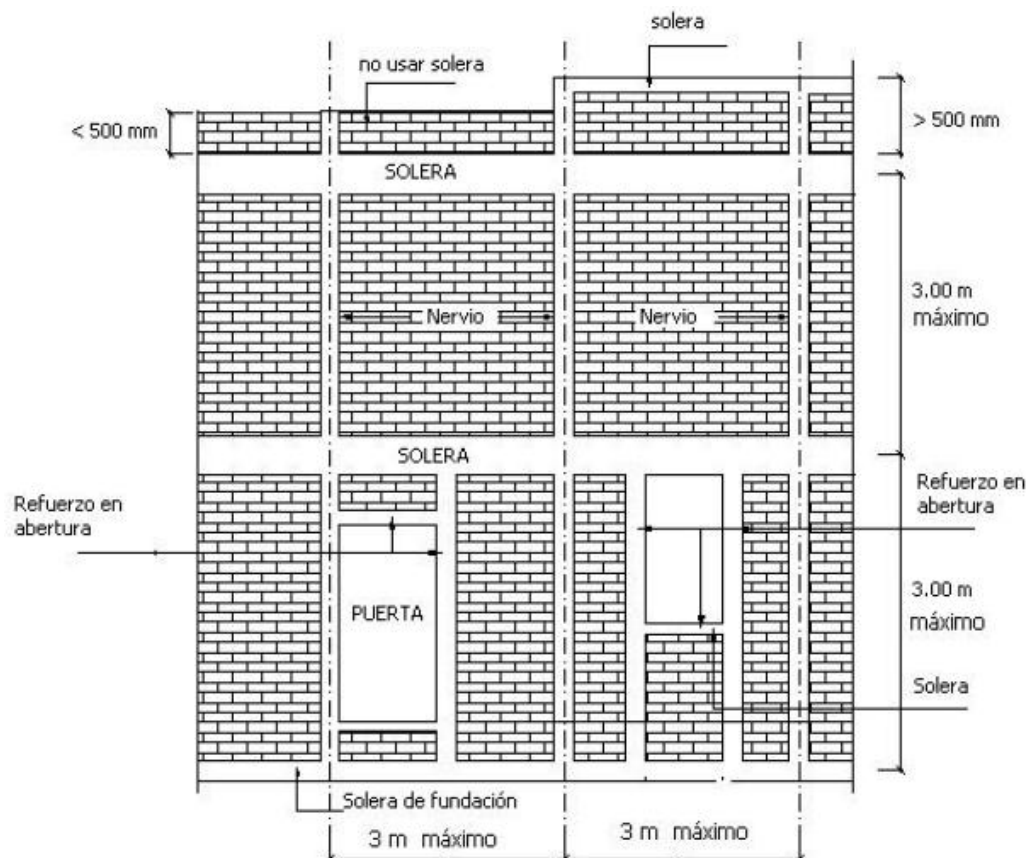


Figura 2.32

Requisitos para paredes de mampostería confinada.

2. Paredes de mampostería con refuerzo interior.

Consiste en distribuir barras de refuerzo (verticales y horizontales) en el interior de la pared. Se aprovechan generalmente para ello los huecos de las piezas, las cuales pueden ser de concreto o arcilla. Se puede lograr así resistencia a flexión de la pared y resistencia a tensión diagonal por efecto de fuerzas en el plano. Se obtiene un comportamiento aceptablemente dúctil sólo si las cuantías de refuerzo vertical y horizontal son altas y el espaciamiento pequeño.

Esta modalidad de construcción es popular en algunos países con problemas sísmicos y poco difundido en otros. Requiere de una supervisión cuidadosa para garantizar que el refuerzo esté colocado correctamente y que los huecos donde se coloca el refuerzo se rellenen completamente de concreto fluido o “grout”.

Algunos requisitos exigidos por la Norma Técnica de Diseño y Construcción de Viviendas, se presentan en la figura 2.33.

2.6.3.1 Comportamiento de las paredes de mampostería²⁰.

Como ya lo citamos anteriormente, las estructuras a base de mampostería reforzada, forman parte de lo que se conoce comúnmente como sistemas estructurales tipo cajón, debido a que consta de un único sistema estructural: las paredes, las cuales son las que soportan muy adecuadamente los diferentes tipos de cargas que actúan sobre la estructura.

Una estructura de mampostería estará sometida durante su vida útil principalmente a los siguientes efectos:

1. Carga vertical debida al peso de las losas y cubiertas, cargas vivas y a su peso propio.
2. Fuerzas cortantes y momentos de volteo (flexión) originados por las fuerzas de inercia durante un sismo.

²⁰ Merino Bonilla, Ernesto Engelberto y otros. Análisis de Comportamiento bajo Carga de Paredes de Mampostería Reforzada. Tesis U.C.A, capítulo II, pag. 23.

3. Empujes normales al plano de las paredes que pueden ser causados por empuje de viento, tierra o agua, así como por fuerzas de inercia cuando el sismo actúa normal al plano de la pared. (ver figura 2.34).

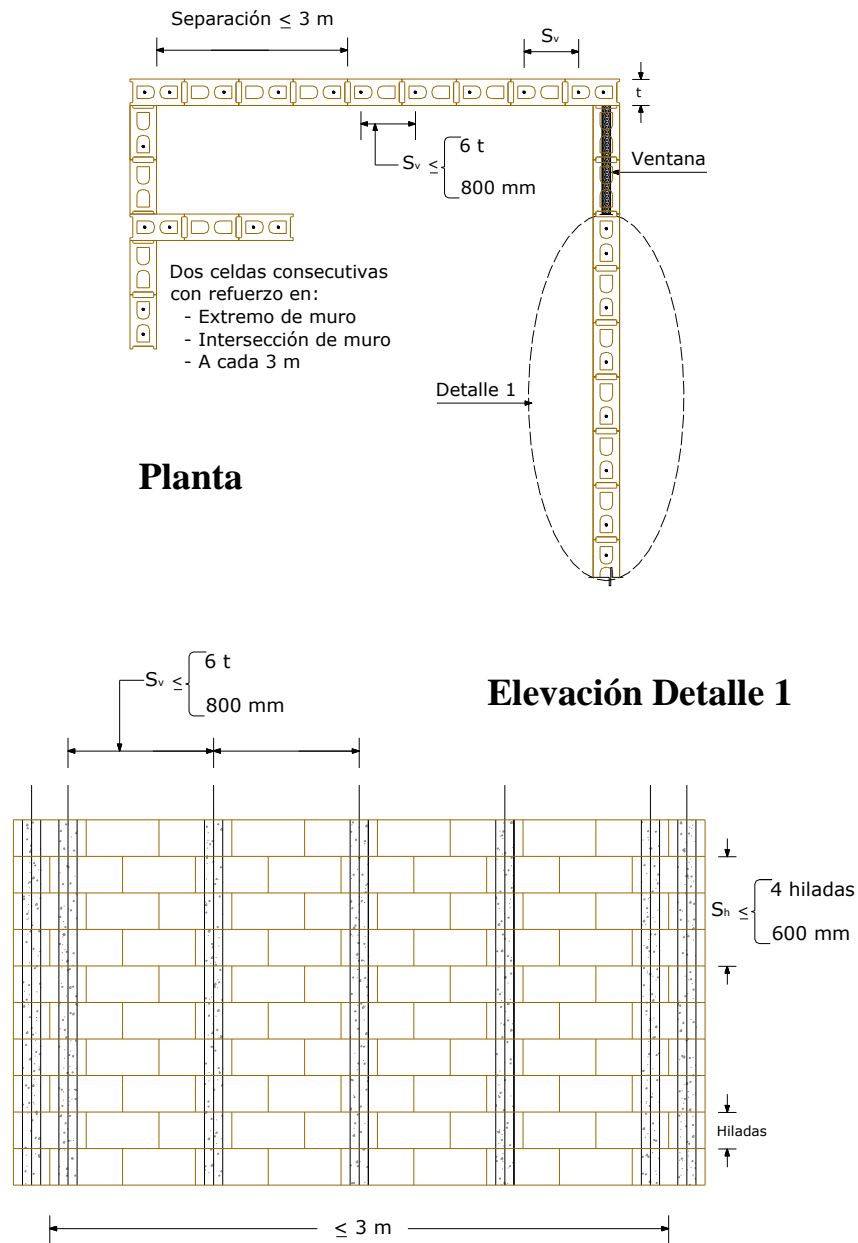


Figura 2.33

Requisitos de refuerzo en paredes de mampostería refuerzo interior.

Ante las acciones mencionadas puede ocurrir la falla de la mampostería, por lo que es conveniente conocer el comportamiento y los tipos de falla que se puede presentar en ellas independientemente de la existencia o no del refuerzo.

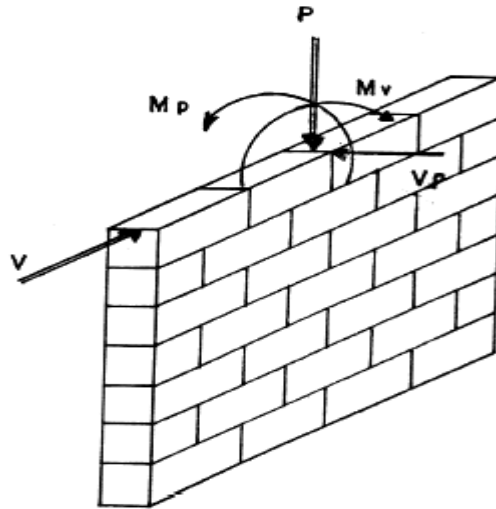


Figura 2.34

Cargas a las que esta expuesta una pared.

1. Carga Axial.

La falla por carga axial es muy poco probable que ocurra debido a que el área de la sección transversal de las paredes es grande; podría ocurrir si las piezas son de muy mala calidad, o porque han perdido capacidad de carga por efecto del intemperismo.

Sin embargo, el pandeo es una condición que debe de evaluarse. Si consideramos a las paredes de mampostería como un ensamblaje de franjas independientes espaciadas verticalmente, la capacidad vertical permisible en cada una de las franjas es el producto del área transversal neta y este esfuerzo permisible, el cual disminuye con el incremento de la relación de esbeltez (altura no soportada de franja dividida por el radio de giro fuera del plano). En teoría las paredes con menor relación de esbeltez fallan por compresión de la mampostería; paredes con altas relaciones de esbeltez fallan por pandeo elástico, y las paredes con relación de esbeltez media fallan por pandeo inelástico.

Específicamente, la carga vertical o axial es aquella proveniente del análisis por cargas gravitatorias en las estructuras. Estas cargas pueden ser muertas (que son provenientes del peso de la estructura) o vivas (que son las provenientes de las cargas de servicio a que estará sometida la estructura).

Específicamente, en el diseño de paredes de mampostería se hacen dos tipos de análisis: el análisis por cargas verticales y el análisis para cargas laterales.

En el primer caso, la carga vertical que se utiliza es la carga muerta más la carga viva máxima, especificada en El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RESC), llamándose a este tipo de combinación cargas verticales; en el segundo caso, la carga que se utiliza es la carga muerta más la carga viva instantánea que también lo estipula el reglamento y que generan las cargas laterales.

El comportamiento de una pared de mampostería ante cargas verticales es muy importante. Los estudios que se efectúan al respecto, van encaminados a determinar la resistencia a la compresión de la mampostería, utilizando para ello, paredes a escala natural o pequeños ensamblajes (prismas). La resistencia de una pared de mampostería de concreto se ve afectada principalmente por la mano de obra, el espesor de las juntas de mortero, la altura de las unidades o bloques, la edad del mortero y la absorción de los bloques.

Dentro de límites prácticos, la resistencia aumentará con la resistencia de las unidades, de tal manera que la resistencia de la mampostería de concreto es aproximadamente entre 60% y 65% de la resistencia de los bloques. Estudios realizados al respecto confirman la tesis que la resistencia del mortero influye muy poco en la resistencia a la compresión de la mampostería, y que ésta disminuye con el incremento del espesor de la junta de mortero. Actualmente se obtiene la resistencia de una pared en función de la resistencia de las unidades que la forman.

Usualmente las paredes presentan después de la falla grietas verticales y horizontales, la razón de la aparición de estas grietas verticales puede explicarse de la siguiente manera: Cuando se carga la mampostería, las unidades y el mortero sufren una expansión lateral, pero ya que el mortero se expande más que el bloque, los bloques quedan tensionados lateralmente. El mortero queda usualmente aplastado antes de la falla de la pared, siendo "exprimido" por los bloques de las juntas horizontales. Todo esto induce a los bloques a un estado triaxial de esfuerzos: compresión vertical y tensión biaxial. (Figura 2.35).

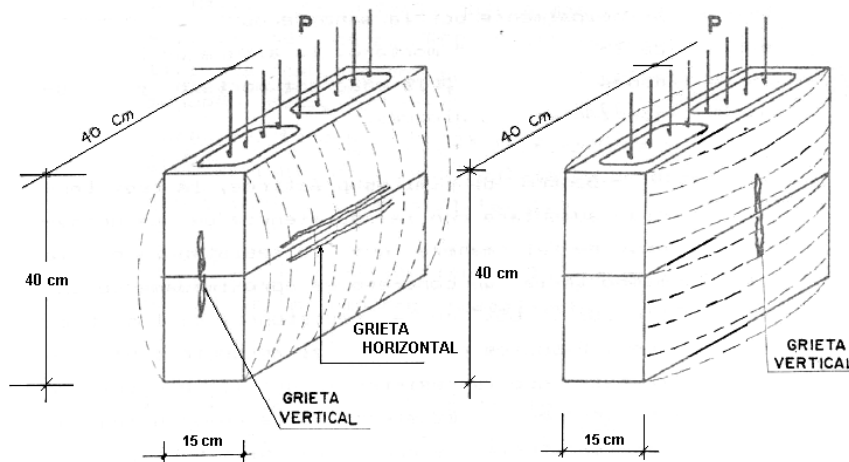


Figura 2.35

Deformación del prisma.

2. Carga Lateral.

Para estructuras de mampostería reforzada, las fuerzas laterales debidas a los sismos son resistidas por el momento y cortante resistente del sistema estructural. Dentro de las cargas laterales que actúan en una pared se tiene:

a) Cortante en el Plano de la Pared.

Las fuerzas cortantes laterales debidas a los sismos son resistidas por los momentos y cortantes resistentes de las paredes paralelas, en la mampostería reforzada.

Los cortantes provenientes de análisis estáticos o dinámicos, se transmiten a las paredes paralelas (que tienen la misma dirección del cortante aplicado), por medio de diafragmas horizontales rígidos, el cual puede ser el piso o techo de una estructura.

Existen investigaciones referentes al estudio de paredes de mampostería para determinar un índice de la resistencia a cortante (tensión diagonal) y del módulo de rigidez al cortante.

Para este tipo de ensayo, la falla está regida por los esfuerzos tangenciales en las juntas y por los de tensión normales a la diagonal cargada. Se identifican dos formas de falla en cortante: en una de ellas la grieta es diagonal que corre solamente a través de las juntas de mortero (en escalera), a esta se le conoce como falla por cortante; propiciada, por la debilidad de la unión entre pieza y mortero; mientras que si la grieta es casi recta rompiendo las piezas, se dice que la falla es por tensión diagonal, solamente con piezas de baja resistencia y buena adherencia con el mortero, las grietas atraviesan las piezas a lo largo de la diagonal cargada (figura 2.36).

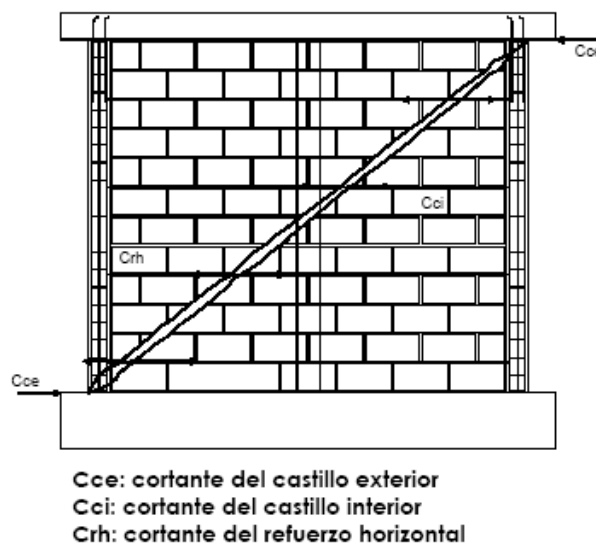


Figura 2.36

Cortante en paredes.

De lo anterior se deduce que el esfuerzo cortante promedio resistente depende, principalmente de las características de adherencia entre pieza y mortero. Piezas con superficies rugosas o con pequeñas perforaciones presentan una mayor resistencia que las piezas lisas o con grandes huecos.

El módulo de rigidez al cortante puede deducirse de estos ensayos y resulta entre 30% y 40% del módulo de elasticidad.

Para fines de diseño sísmico, interesa conocer el comportamiento de las paredes ante cargas que actúan en su plano y en particular, las propiedades relacionadas con la resistencia, rigidez, modos de falla y características de aplicación de los ciclos de carga laterales, que simulan los movimientos sísmicos. Todo lo anterior ha sido reproducido en ensayos a escala natural, y se ha encontrado que las propiedades enumeradas anteriormente, dependen del tipo de mampostería, de las condiciones de refuerzo, confinamiento y continuidad de la pared.

Según Meli²¹, la carga de agrietamiento diagonal es particularmente independiente de la cantidad de refuerzo. Sin embargo, la capacidad máxima, sí se incrementa en forma significativa con el refuerzo.

Los estudios llevadas a cabo por Meli establecen dos formas de comportamiento de las paredes para dos tipos de aplicación de la carga lateral.

1. Cuando la carga lateral es aplicada en forma creciente y la pared falla por agrietamiento diagonal, ésta desarrolla en esta situación, resistencia al cortante por medio de tres mecanismos:
 - a) Por fricción a lo largo de la grieta;
 - b) Por los esfuerzos de tensión que se inducen en el refuerzo, y
 - c) Por la resistencia en cortante de columnas extremas que rigidizan a la pared, cuando estas existen.

Así también, en esta situación de aplicación de carga, la relación altura-longitud juega un papel importante, teniéndose dos casos:

- a) Para una relación altura-longitud mayor que uno, el refuerzo horizontal, proporciona la resistencia al cortante.

²¹ Merino Bonilla, Ernesto Engelberto y otros. Análisis de Comportamiento bajo Carga de Paredes de Mampostería Reforzada. Tesis U.C.A, capítulo II, pag. 37.

- b) Para una relación menor que uno, es necesario el trabajo conjunto de ambos tipos de refuerzo (horizontal y vertical).
2. Cuando la carga lateral se aplica en forma repetitiva no se alcanza una resistencia favorable debido al deterioro de la mampostería a lo largo de la grieta.

En paredes de bloque de concreto, la buena adherencia que existe entre bloques y concreto fluido, con el que se llenan los huecos, proporciona que el refuerzo contribuya a la resistencia en cuanto se forma la grieta diagonal de pequeño espesor.

La repetición de cargas alternadas en estas condiciones, ocasiona el deterioro de la resistencia de la mampostería, antes de que se pueda alcanzar la contribución total de los distintos mecanismos de resistencia mencionados anteriormente, (fricción, refuerzo horizontal y columnas extremas). El comportamiento después del agrietamiento depende del modo de falla, del refuerzo y de la forma en que se aplica la carga. Cuando la falla es por cortante se presenta una ductilidad no descriptible. Esta ductilidad se observa en los experimentos cuando las cargas se aplican en forma creciente y lenta hasta la falla, volviéndose el comportamiento más frágil cuando actúan cargas verticales elevadas sobre la pared. Cuando se aplican ciclos de carga alternada de amplitud progresivamente creciente hasta la falla, se establece un comportamiento inelástico menos favorable que el que se aprecia con una sola aplicación de carga.

Las pruebas realizadas por Meli sobre repeticiones de carga demuestran que las paredes que tienen además del refuerzo vertical una cuantía apreciable de refuerzo horizontal, tienen una mayor capacidad de carga y deformación. De esta manera, el refuerzo horizontal, es el que resiste en mayor grado, los efectos de las cargas laterales, sean estas crecientes o cíclicas.

Sin embargo, podría suponerse que el refuerzo vertical uniformemente distribuido que cruza planos de una falla posible a 45° , resulta efectivo para resistir también el esfuerzo cortante. El mecanismo de acción de ambos refuerzos es el siguiente: Una vez que se ha iniciado el agrietamiento, la fuerza cortante tiende a desplazar horizontalmente la

porción superior de la pared, en vez de abrir la grieta perpendicular al plano de ésta. En estas condiciones, el acero horizontal resiste la fuerza cortante mediante tensión directa, pero el acero vertical resiste la fuerza mediante acción de espiga, la cual sólo podrá generarse si ocurren desplazamientos horizontales sustanciales a través de la grieta. En condiciones óptimas, la fuerza soportada mediante la acción de espiga será aproximadamente 30% de la soportada por el mismo acero colocado horizontalmente. Puesto que la capacidad de espiga se reduce al aumentar el ancho de la grieta, deberá usarse acero horizontal para soportar la totalidad de la fuerza cortante, paralela al plano de la pared. (Ver figura. 2.37).

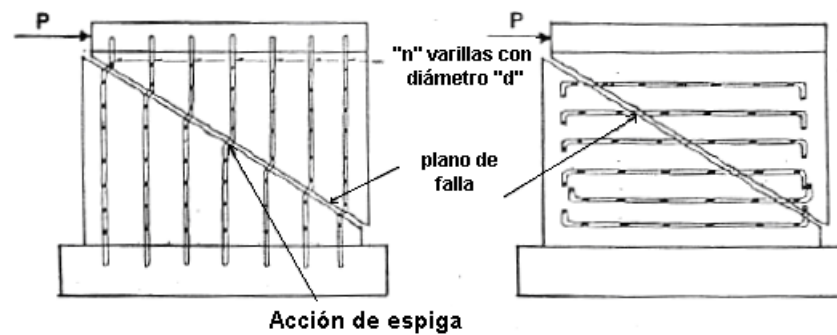


Figura 2.37

Eficacia del refuerzo vertical y horizontal para resistir cortante.

b) Flexión en el plano de la pared.

Las fuerzas sísmicas en cada nivel de un edificio de más de dos plantas, tal como lo estipula el método de fuerzas laterales estáticas, generan los llamados momentos de volteo en el plano de las paredes resistentes.

La NTDS, estipula que todo edificio debe diseñarse para resistir los efectos de volteo, causados por las fuerzas sísmicas. En cualquier nivel, el aumento del momento de volteo en el piso bajo consideración, debe distribuirse a las diferentes paredes, en la misma forma en que se distribuyeron los cortantes horizontales, a los elementos resistentes.

Como se mencionó anteriormente, las fuerzas laterales tienden a volcar al edificio, este hace incrementar o disminuir la carga vertical en los extremos de las paredes de corte. Si

el momento de volteo es suficientemente grande puede vencer el peso muerto de la estructura e inducir tensión en las paredes de corte o en los extremos de ella. También un momento elevado, puede causar fuerzas de compresión muy altas que requieren un incremento en el esfuerzo especificado de la mampostería, un incremento en el espesor de la pared o un incremento en el tamaño de la misma (incremento del peralte efectivo). Cuando ocurre la flexión en el plano de una pared, aparecen fuerzas tensionales que la mampostería no es capaz de absorber, por lo cual, la colocación del refuerzo en la mampostería, incrementa la capacidad de la pared para resistir estas fuerzas. Normalmente, los refuerzos se colocan en los extremos de la pared, cuando se diseñan los elementos a flexión, sin embargo también puede distribuirse este refuerzo a lo largo de la pared.

La tendencia a fallar en forma frágil es el problema central con la mampostería, mientras que la mampostería sin refuerzo tiene un comportamiento absolutamente frágil, todavía existen dudas sobre el grado de ductilidad que puede lograrse con la mampostería reforzada. Basado en pruebas estáticas de carga reversible, Meli sostiene que para paredes con refuerzo interior, cuando la falla es regida por flexión, el comportamiento es aproximadamente elasto-plástico, con ductilidad notable y pequeño deterioro bajo carga alternada, excepto para deformaciones muy grandes. Si la falla es regida por agrietamiento diagonal, la ductilidad es menor y cuando se aplican cargas elevadas, el comportamiento es francamente frágil. Además ocurre importante deterioro después del agrietamiento diagonal.

Cuando existen problemas de flexión en el plano de la pared, estos se identifican mediante grietas horizontales que se forman en los extremos del muro, siendo mayores las grietas en la parte inferior y disminuyendo en longitud en la altura del muro (Figura 2.38). Es raro que en una estructura se tengan problemas por flexión porque la carga vertical sobre los muros contrarresta los efectos de los momentos (volteo), o porque lo evita el acero de refuerzo colocado en los extremos de la pared.

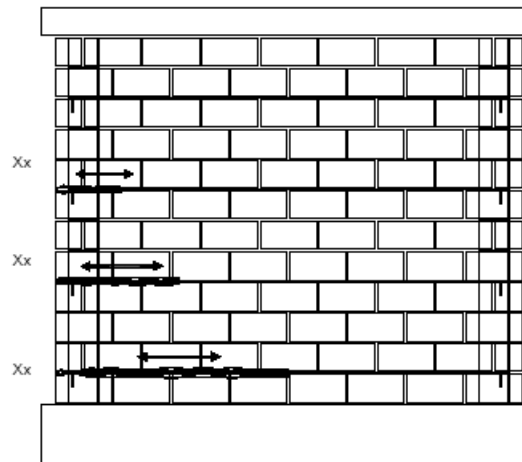


Figura 2.38

Flexión en paredes.

La capacidad última a la flexión de paredes con porcentajes bajos de carga axial y refuerzo es efectivamente independiente de la distribución del refuerzo vertical, siempre que se coloque simétricamente respecto al centroide de la pared. Sin embargo, a pesar del razonamiento anterior, que induce a pensar que no hay ventaja importante en colocar el refuerzo en las paredes de mampostería (distribuido y concentrado en los extremos), la práctica usual es el suministrar refuerzo concentrado en los extremos de la pared para resistir las fuerzas externas, a pesar que el comportamiento de una pared con refuerzo distribuido es superior al de una pared en que se concentra en puntos o regiones limitadas. Además, todas las paredes de una estructura de mampostería deben ser revisadas para resistir cargas normales a su plano (cargas sísmicas o de viento) por lo que siempre habrá que proporcionar refuerzo distribuido en la pared.

3. Carga perpendicular al plano de la pared.

La carga perpendicular resulta de considerar a la pared con carga perpendicular. En tal caso, también se deben considerar los efectos sísmicos, de viento, empujes, etc.

La carga perpendicular está en función del peso total de la pared individual y de los coeficientes sísmicos.

a) Cortante.

El análisis para cortante está, al igual que lo anterior, en función del peso de la estructura (pared). Análisis de resultados de pruebas para cortante en el plano de una pared han sido muy escasos, y muy poco divulgados, por lo que en este trabajo se le dará mayor atención al efecto que produce una fuerza perpendicular al plano de una pared, con respecto a la flexión de ésta.

b) Flexión vertical.

Tomando como base estudios realizados sobre mampostería, se puede someter a una pared a flexionarse verticalmente, de dos formas distintas:

- Por medio de cargas verticales excéntricas.
- Por medio de cargas perpendiculares, al plano de la pared.

Estos dos tipos de prueba fueron realizadas en el National Bureau of Standards, en las cuales se observó que cuando se aplican cargas con excentricidades elevadas, se producen grietas a lo largo del mortero de las uniones horizontales, en la región cercana a la mitad de la altura de las paredes, así como también la ruptura de las almas, que se extendían desde abajo hasta arriba.

En este caso se produce un momento en la pared que está dado por el producto de la máxima carga vertical y la correspondiente deflexión lateral de la pared a la mitad de su altura.

El mismo caso sucedió cuando se aplicaron cargas transversales, donde la falla ocurrió por agrietamiento a lo largo de las uniones cerca de la parte media de la pared.

En otra investigación, se observó que cuando se aplicaron cargas verticales excéntricas, el esfuerzo máximo a la falla era mayor que el que se obtenía para carga axial. Este incremento aparente se atribuye al gradiente de esfuerzos debido al momento aplicado.

Cuando un ensamblaje de mampostería se somete a una combinación de carga axial y momento, las rotaciones ocurren principalmente en las juntas de mortero y el esfuerzo resultante en la mampostería tiene una componente lateral. (Figura 2.39).

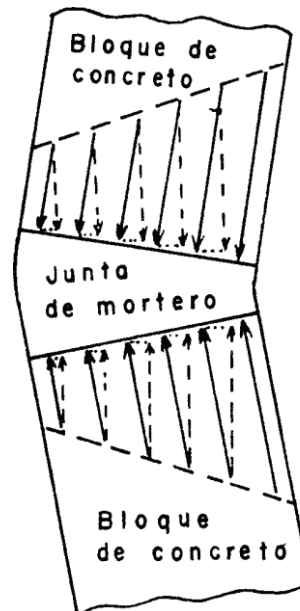


Figura 2.39

Junta de mortero deformado y esfuerzos resultantes debido a cargas excéntricas.

Como resultado del momento aplicado, ocurren cortantes a lo largo de la altura de la pared.

También en otra investigación similar a la anterior, se observó que en las paredes de mampostería sometidas a flexión y a una carga axial pequeña de compresión, el ángulo de rotación, se concentró en una junta de mortero, y en tal caso el ancho de la grieta entre el mortero y el bloque fue grande. En el caso de una carga axial elevada, la rotación se distribuye entre varias uniones. En ambos casos se produce una deformación tipo cuña y debido a la presencia del cortante, los esfuerzos laterales de tensión se reducen y el modo de falla de la unidad cambia de agrietamiento por tensión a compresión. (Figura 2.40).

En todos los casos mencionados, las pruebas de flexión vertical, donde la pared es apoyada en la parte superior e inferior, la falla fue controlada por la adherencia entre el bloque y el mortero, aproximadamente a la mitad de la altura de la pared.

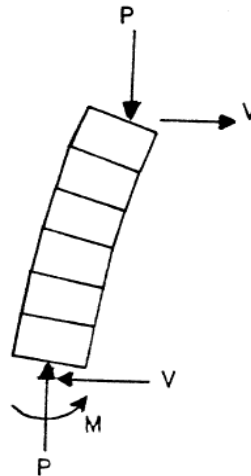


Figura 2.40

Diagrama de cuerpo libre de un segmento de pared.

Pruebas realizadas en El Salvador, permitieron la estimación de porcentajes mínimos de refuerzo en las paredes sujetas a flexión vertical, debidas a una carga transversal en la pared, tomando como criterio que el momento de fluencia del refuerzo sea igual al momento que produce la primera grieta visible.

En este mismo estudio también se analizó la contribución que tienen los huecos llenos de concreto ante la aparición de la primera grieta, resultando que el momento de agrietamiento se incrementa al aumentar en la pared, el porcentaje de huecos llenos de concreto fluido. De esta manera se aprecian comportamientos elásticos en una pared de mampostería reforzada.

c) Flexión horizontal.

Estudios realizados por la Portland Cement Association (PCA), paredes a escala natural y a flexión horizontal reportan que en paredes sin refuerzo y con bloques traslapados, se obtiene una mayor resistencia que las paredes con bloques colocados con junta vertical continúa. Además también se observó que el tipo de mortero no influye en la resistencia transversal horizontal de las paredes con bloques traslapados.

El refuerzo horizontal en las uniones afectó muy poco la rigidez flexionante horizontal de la pared para cargas menores de 80 lbs/pie^2 (390 Kg/cm^2).

Sin embargo sucedieron dos casos muy importantes; en las paredes con bloques traslapados:

- El refuerzo horizontal colocado en hiladas alternas tuvo un efecto menor en la resistencia de la pared, comparado con una pared similar y sin refuerzo.
- El refuerzo horizontal colocado en todas las hiladas incrementó la resistencia produciendo incrementos en la resistencia del orden de 55% al 70% de la resistencia patrón.

Todas las paredes sujetas a flexión horizontal, las cuales estaban apoyadas en ambos lados de la pared, fallaron con una grieta vertical que pasó a través de las juntas y los bloques, en una zona cercana al centro de la pared.

2.6.3.2 Dimensiones límites²².

a) *Ancho efectivo.*

El ancho efectivo de una pared en flexión, debido a cargas en dirección perpendicular al plano de la pared, puede ser horizontal o vertical, dependiendo en que dirección se distribuye la carga. En cualquier caso el ancho efectivo “b” utilizado al calcular los esfuerzos flexionantes, o capacidad de momento, según el UBC no deberá exceder de 6 veces el espesor de la pared, para uniones ordinarias o americanas (bloque traslapado), y no mayor de 3 veces para uniones en pila (paredes con uniones verticales continuas) o del espaciamiento entre las barras de refuerzo. (Ver figura 2.41).

b) *Espesor sólido equivalente.*

El área de compresión axial puede obtenerse como el resultado de multiplicar el espesor de la pared por su longitud, esto aplica para paredes de ladrillo y unidades huecas de mampostería completamente llenas de lechada. Sin embargo, si se usa mampostería con

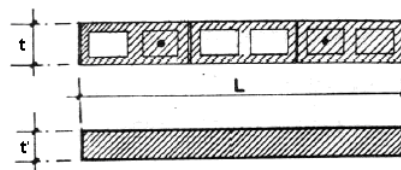
²² Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo III. P. 217. (Tesis UES, 1991).

unidades huecas parcialmente llenas con lechada, el área de compresión efectiva puede calcularse para un espesor sólido equivalente, esto se refiere al área sólida real presente. Es decir el volumen de material sólido en la pared, dividido entre el área de la sección de la pared. Este criterio tiene aplicación cuando se necesita conocer el área neta de la pared para evaluar esfuerzos de compresión axial sobre la misma. Ver figura 242.



Figura 2.41

Área efectiva asumida en compresión por flexión, en fuerza normal al plano de la pared.



$$\begin{aligned} \text{Área sección de pared} &= t \times L \\ \text{Área real sólida} &= \text{Área achurada} \\ \text{Espesor nominal} &= t \\ \text{Espesor equivalente} &= t' \\ t' &= \frac{\text{Área achurada}}{L} \end{aligned}$$

Figura 2.42

Determinación del espesor equivalente.

c) Áreas efectivas en cortante.

El ancho para cortante por flexión de secciones de paredes sólidas, cargadas fuera del plano, está gobernado por las dimensiones especificadas para una determinada compresión por flexión.

Sin embargo, para la construcción de mampostería con unidades huecas, parcialmente llenas, como puede observarse en la figura 2.43 el ancho del cortante por flexión para

una celda llena de lechada, donde va colocado el acero, puede determinarse de la forma siguiente:

Ancho para cortante por flexión = $b = x + t_w + t_e$

Donde:

x = es el ancho de la celda llena de lechada.

t_w = es el ancho del alma del bloque.

t_e = es el ancho del extremo del bloque.

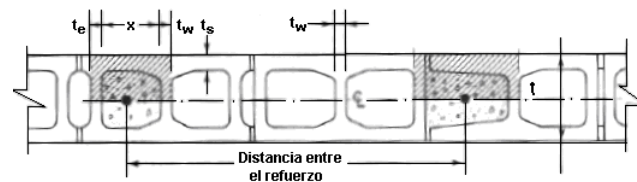


Figura 2.43

Ancho efectivo, b , asumido en cortante, en fuerza normal al plano de la pared.

Los esfuerzos cortantes para una carga paralela a una pared sólida se calculan fácilmente, ya que el área en el plano de cortante sería simplemente el producto del espesor real de la pared multiplicado por la longitud de la pared. Sin embargo en mampostería con unidades huecas, parcialmente llenas, el área puede calcularse como sigue: (Ver figura 2.44)

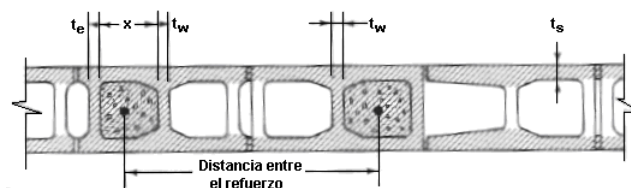


Figura 2.44

Área efectiva asumida en cortante, en fuerza paralela al plano de la pared.

Área de cortante directo en el plano = Área que cubre la lechada + área que cubre el mortero

d) *Relación altura/espesor (h/t).*

Según el comportamiento estructural esta relación trata de evitar problemas de pandeo lateral; de ya que si las paredes son muy delgadas podría existir flexión lateral en las mismas.

El UBC establece las limitantes para la relación h/t basándose en:

1. Espesor nominal de la pared
2. Material de la pared, mampostería reforzada o sin refuerzo.
3. Si la pared es portante o no portante.

Para paredes de mampostería reforzada (sólida o hueca) este límite de h/t es de 25 y el mínimo ancho para la pared es de 15 cm.

Una aprobación posterior permite el uso de espesores de 10 cm con una relación h/t máxima de 27. Esto significa además un límite en la relación h/t de 30 para paredes exteriores reforzadas y sin carga.

La Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, en el capítulo 4, “Tipos de Paredes de Mampostería”, establece las siguientes limitaciones:

“La relación de esbeltez de las paredes debe tomarse como la relación entre su altura libre y su espesor. Esta relación no debe ser mayor de 20”.

Esto aplica tanto para paredes de mampostería confinada como para mampostería con refuerzo interior, con un espesor mínimo de pared de 14 cm.

2.6.3.3 Efectos de las aberturas en la capacidad axial de las paredes de carga.

La distribución de esfuerzos y las cargas alrededor de las aberturas es gobernada por la relación altura a claro del material de mampostería sobre la abertura.

Cuando la relación altura a claro de la mampostería sobre la abertura es menor que 0.67, la mampostería debe ser considerada para el claro como una viga (Fig. 2.45a). Cuando la

relación altura a claro excede 0.67, la mampostería puede ser considerada para el claro como un arco (Fig. 2.45b).

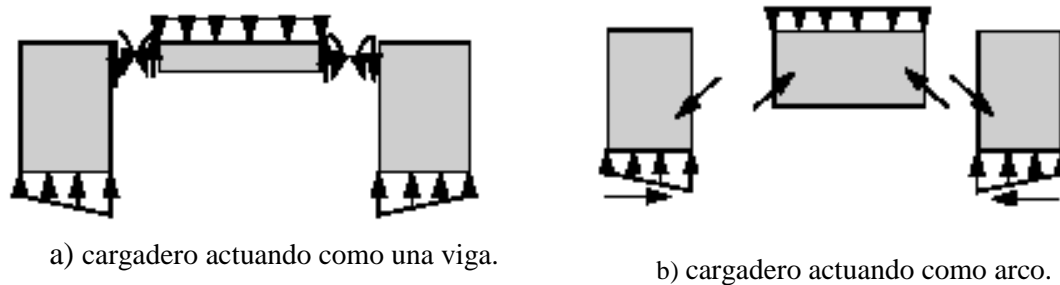


Figura 2.45

Diagrama de cuerpo libre de un cargadero.

Para la mampostería sobre una abertura que actúa como un arco, suficiente mampostería debe estar presente sobre cada lado de la abertura para resistir el empuje lateral.

Los cargaderos que actúan como vigas deben ser diseñados para soportar el peso completo de la mampostería que está sobre ellos, y para todas las cargas aplicadas. Los cargaderos que actúan como arcos necesitan ser diseñados solamente para el peso del volumen triangular de mampostería sobre la abertura y para otras cargas aplicadas dentro del volumen.

En paredes con múltiples aberturas, las aberturas deberían ser alineadas verticalmente para que así los pilares de mampostería sean verticalmente continuos. Cuando las aberturas no son alineadas, los pilares son verticalmente discontinuos, y las cargas verticales deben ser transferidas por cortante y momento en los cargaderos.

Cuando en un panel hay aberturas no alineadas y actuando como arcos (fig. 2.46), es necesaria que las siguientes condiciones sean satisfechas:

1. La distancia vertical mínima, d , entre las aberturas debe ser mayor o igual a aproximadamente $2/3$ de la dimensión horizontal d_3 de la abertura más baja.

2. Las dimensiones d_1 y d_2 deben ser suficiente para que la mampostería resista los empujes inclinados de la acción del arco sin exceder el esfuerzo permisible axial en la mampostería; y
3. La mampostería en cada lado de la parte baja de la abertura debe ser capaz de resistir la componente horizontal del empuje de la acción del arco.

Los esfuerzos axiales en una pared de carga se incrementan con el número y tamaño de las aberturas en la pared.

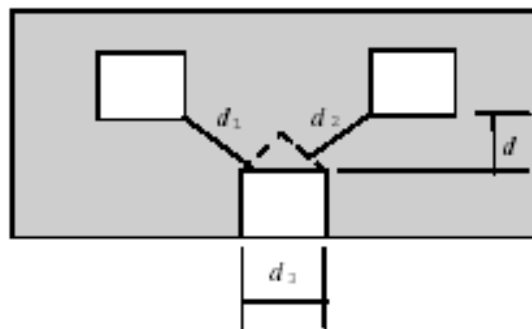


Figura 2.46

Acción de arco entre múltiples aberturas.

2.6.3.4 El acero de refuerzo en la mampostería.

La principal función del acero de refuerzo es la de resistir la tensión, el cortante y esfuerzos de compresión, lo mismo que anclar adecuadamente los elementos estructurales. El refuerzo en la mampostería ha sido usado extensivamente desde 1930 y su uso ha revitalizado la industria de la mampostería en áreas sísmicas.

El acero de refuerzo ofrece las características de ductilidad, tenacidad y absorción de energía, que son necesarias en estructuras sujetas a fuerzas dinámicas de movimientos sísmicos.

Las paredes de mampostería tienen un buen comportamiento sísmico cuando tienen suficiente acero de refuerzo; y más aún si están rodeados con pequeños elementos de concreto; en el caso de paredes confinadas.

Bajo condiciones normales de operación, el refuerzo de las paredes no contribuye mucho a la resistencia, pero sí lo hace una vez que se agrieta la mampostería (sismo o viento máximo); en estos casos, la resistencia a cortante es el parámetro crítico en una pared de mampostería, ya que si se sobrepasa esa resistencia y la pared no está adecuadamente reforzada, puede sobrevenir el colapso de la estructura. Los refuerzos que ayudan a mejorar el comportamiento después que se agrieta la mampostería es el que se coloca como estribos en los nervios (en caso de ser confinados), el que se pone horizontalmente entre las juntas del mortero, y las secciones de concreto de los nervios exteriores o colados en el interior.

La figura 2.37 mostró esquemáticamente cómo se reparte entre los distintos refuerzos la fuerza sísmica que no puede resistir la mampostería una vez que se agrieta; a continuación se describe brevemente éste fenómeno. Al presentarse las grietas en la pared, la fuerza cortante tiene que ser resistida por todo aquel material que la cruce; si hay refuerzo horizontal en las juntas, este evita que la grieta se abra, soportando parte de la fuerza cortante original, su efecto es más o menos el de un estribo en un elemento de concreto. También los nervios, exteriores o los colados en el interior de piezas huecas, ayudan mediante su resistencia a cortante, a soportar parte de la carga; a mayor peralte del nervio en el plano del muro, mayor contribución a cortante. Si los nervios tienen estribos, este acero también ayuda a resistir el cortante, ya que a mayor peralte del nervio, mayor f_y del estribo y menor separación de éstos, mayor será la contribución del acero, ya que la resistencia es directamente proporcional al peralte y a la resistencia del acero, e inversamente proporcional a la separación de los estribos.

Es necesario recalcar que el refuerzo horizontal entre las juntas del mortero usando la denominada escalerilla no es conveniente, ya que se ha visto durante ensayos en laboratorio que ocurre una falla frágil al romperse la escalerilla para deformaciones relativamente bajas, cosa que no ocurre cuando se emplean varillas de diámetro pequeño que se anclan en los extremos del muro²³.

²³ O. Hernández, Modalidades del Refuerzo de la Mampostería en México, Fundación ICA, Pág.146.

■ Función del acero de refuerzo.

La mampostería, semejante al concreto, es excelente para resistir esfuerzos de compresión, pero es relativamente poco resistente en tensión. El acero por otra parte, a compresión tiene problemas de pandeo, pero es excelente para resistir fuerzas de tensión.

La combinación entonces de estos dos materiales, la mampostería para compresión y el acero para tensión, combinados, producen una estructura capaz de resistir grandes fuerzas laterales y verticales.

El acero de refuerzo debe ser localizado dentro del sistema de la mampostería, de tal modo que sea sometido a esfuerzos, este mecanismo es colocado a través de la lechada o mortero y es aplicado en vigas, columnas, muros de retención o paredes de edificaciones sometidas a cargas, tales como: carga muerta y viva, empujes laterales de tierra, movimientos sísmicos y cargas de viento.

Las fuerzas son transmitidas a través de la mampostería, hacia adentro de la lechada, la que a su vez, la transmite al acero de refuerzo colocado en medio de la lechada, y es así que el acero es sometido a esfuerzos de tensión.

En la figura 2.47 se muestra como los esfuerzos son transmitidos en las paredes de mampostería.

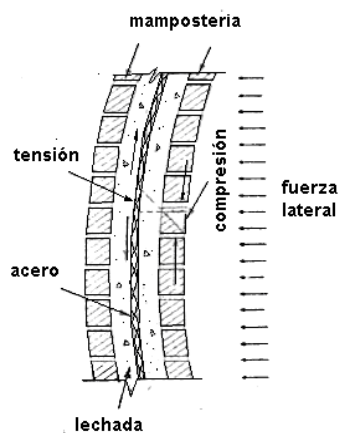


Figura 2.47

Fuerzas transmitidas por la pared al acero.

1. Resistencia a la tensión.

En una viga de mampostería reforzada con carga vertical, la parte superior del centro del claro se comprime y la mampostería está en compresión, mientras la parte central inferior se encuentra en tensión. Cuando la capacidad de tensión de la mampostería es excedida, es el acero de refuerzo el que toma la fuerza de tensión.

En un muro de retención cuando el relleno empuja al muro, la parte libre del muro está en compresión y el frente del muro a tensión, cuando la tensión de la mampostería es excedida, el acero toma la fuerza de tensión.

Si consideramos fuerzas de viento actuando sobre una pared, estas fuerzas de viento pueden empujarla en dirección de la presión y por el efecto de succión del viento. Por esta razón, el acero de refuerzo puede ser colocado en el centro, de modo que cuando la pared se flexiona en una y otra dirección, la superficie interior o exterior de la pared de mampostería estará en compresión y el acero en el centro de la lechada estará en tensión. Si la pared fuese lo suficientemente gruesa, puede ser beneficioso colocar dos varillas de acero, obteniendo una distancia “d” máxima entre la lechada.

2. Resistencia a la compresión.

El acero de refuerzo es también utilizado en columnas. El acero actúa en compresión en compañía con la capacidad de compresión de la mampostería.

Debido a que el módulo de elasticidad del acero es más elevado, la resistencia del acero es expresada en “n” (relación modular E_s/E_m) veces la unidad de resistencia de la mampostería.

Para evitar que las barras de acero se pandeen en una columna después de ocurrida la carga última, las barras deben ser amarradas con acero horizontal en forma de estribos para restringir su pandeo hacia fuera.

3. Resistencia por cortante.

La mampostería tiene capacidad de resistir fuerzas cortantes, sin embargo, en algunas oportunidades es necesario aumentar esta capacidad. Cuando esto ocurre, una viga o una pared de corte debe reforzarse con estribos o acero colocado horizontalmente, para resistir fuerzas de corte mayores.

Refuerzo longitudinal.

Sabemos que el efecto principal del refuerzo en muros de mampostería es evitar la falla frágil de éstos una vez que se agrietan. El refuerzo vertical cumple con este cometido al tomar las tensiones que se tienen por efecto del momento de volteo en el muro, con lo que el muro puede soportar mayores fuerzas cortantes.

La Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas indica algunos aspectos relacionados con el refuerzo longitudinal en la mampostería. En el capítulo 5 referente a paredes estructurales, se dice que:

1. Refuerzo mínimo longitudinal de nervios y soleras en paredes de mampostería confinada, será de cuatro varillas No. 3 (9.5 mm)
2. La suma de la cuantía de refuerzo vertical, ρ_v , y horizontal, ρ_h , no será menor que 0.0013 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0005, en paredes de mampostería con refuerzo interior²⁴.

En términos generales se plantea que las paredes, confinadas o con refuerzo interior, deben tener una cuantía mínima de refuerzo en sus extremos, ***pero que es necesario revisar su capacidad a flexión***, y donde se requiera, incrementar el área de acero.

Refuerzo horizontal.

El refuerzo horizontal colocado entre las juntas del mortero, tanto en muros confinados como con refuerzo interior, ayuda a repartir mejor la fuerza cortante en toda la altura del muro, evitando que se concentre en sus extremos superior e inferior.

²⁴ ACI, en zona sísmica sugiere ρ_v y $\rho_h \geq 0.001$.

Hemos citado anteriormente que no debe utilizarse la escalerilla (ver figura 2.48) como refuerzo horizontal de la mampostería, y en lugar de ello deben emplearse varillas con alto grado de fluencia y diámetro pequeño.

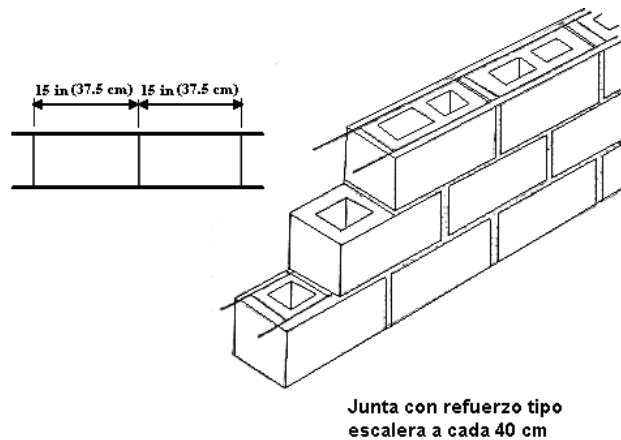


Figura 2.48

Refuerzo en escalerilla.

En el caso de usar varillas como refuerzo horizontal, es muy importante que se ancle la varilla perfectamente en las nervaduras de extremo mediante ganchos en sus extremos, con la finalidad de que el refuerzo pueda desarrollar su máxima capacidad por el anclaje mecánico que se logra, y no depender de la adherencia con el mortero. (Ver figura 2.49)

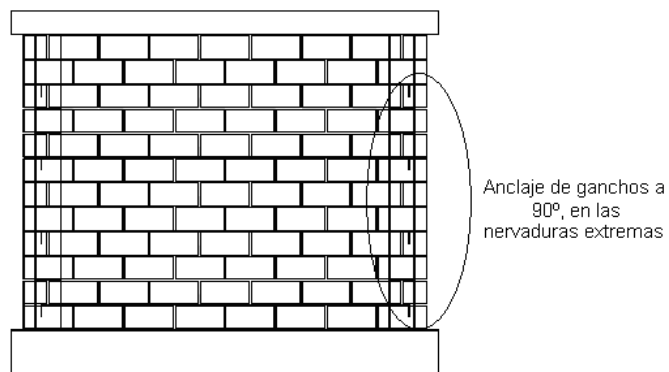


Figura 2.49

Anclaje del refuerzo horizontal.

2.6.3.5 Protección en aberturas.

Las aberturas deben contar con refuerzo en su periferia para absorber las tensiones que se producen en las esquinas.

En general, deben tomarse las siguientes consideraciones en relación a las aberturas necesarias para puertas y ventanas:

- Debe evitarse la concentración de aberturas en una dirección ya que se reduce el área efectiva de la sección transversal total de las paredes que resisten las fuerzas laterales en esta dirección.
- Evitar aberturas muy próximas entre sí ya que se definen entre ellas porciones de paredes esbeltas, esto es, paredes con relaciones de aspecto H/L elevadas (>1.33). Este hecho propiciará una disminución de sus resistencias a la flexión y al cortante, siendo característico el que la flexión controle sus deflexiones y resistencias, por lo que se hace indispensable en estos casos contar con el acero de refuerzo interior adecuado, o bien contar con elementos de confinamiento.
- Colocar soleras y nervios en la periferia de todas las aberturas, ya que proporcionarán cierta ductilidad a las paredes y aunque no modifican significativamente la carga de agrietamiento diagonal, también participan en la resistencia a flexocompresión en el plano de la pared.

CAPITULO III

CONTROL DE CALIDAD DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

3.1 GENERALIDADES.

En el capítulo anterior, se expuso un panorama general de los sistemas estructurales para viviendas²⁵ (sistemas tipo cajón), y sus diversos componentes; ahora se abordarán los temas relativos al control de calidad en la etapa del diseño estructural de la vivienda; el cual se apoyará en los diferentes códigos, normas técnicas y/o reglamentos que nos dictan los lineamientos básicos que debemos tomar en cuenta para lograr un satisfactorio desempeño estructural de los elementos que componen la vivienda. Además, se considerarán las especificaciones técnicas dadas por los fabricantes y distribuidores de los distintos materiales que serán utilizados en la edificación de dichos elementos.

Para el desarrollo de esta temática hemos dividido el estudio en cuatro grandes áreas, comenzando por el establecimiento de los criterios de estructuración, seguido por el análisis y comportamiento estructural de los elementos del sistema, para concluir con el detallado de los diversos elementos, lo cual es el resultado final de la etapa del diseño y que además se convierte en el principal insumo de la etapa de construcción a través de los planos de diseño.

De esta manera, y para dar paso al desarrollo de esta temática a continuación se describirán los aspectos más importantes relacionados con la estructuración de una vivienda.

3.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.

Tal como se estudio en el capítulo anterior, la estructuración es una etapa del diseño estructural, en la cual se establecen los aspectos relacionados con la forma, tamaño, y ubicación de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación, además de la selección de materiales a emplear, en otros.

²⁵ De aquí en adelante, cuando utilicemos el término “vivienda” estamos haciendo referencia a las viviendas de mampostería de bloque de concreto, tal como lo indica el título de este trabajo, a menos que se indique lo contrario.

En esta sección daremos a conocer los criterios básicos para el planeamiento estructural de una vivienda, establecidos en la Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas de nuestro país. Estos criterios incluyen una serie de recomendaciones que ayudaran a que la vivienda se comporte como una estructura regular, evitando de esta manera, que intente girar en forma desordenada o que la falta de uniformidad facilite las concentraciones de esfuerzos en algunas esquinas.

En este sentido, describiremos a continuación los pasos necesarios para lograr un adecuado planeamiento estructural de una vivienda.

3.2.1 PLANEAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA.

Durante las primeras etapas del diseño arquitectónico y estructural se debe procurar que la vivienda esté conformada por volúmenes de formas simples y dispuestos de manera simétrica con respecto a los ejes longitudinales y transversales de la planta.

Buscar la simplicidad de forma y la simetría de volúmenes en una vivienda conduce a lograr que la vivienda, al encontrarse sometida a los efectos de los sismos, los daños posibles que se presenten sean mínimos debido al comportamiento homogéneo que esa configuración confiere a toda la vivienda.

El buen comportamiento sísmico de una vivienda de una y dos pisos depende, en gran parte, de que en su planeamiento estructural se sigan algunos criterios generales apropiados, entre los cuales los más relevantes se indican a continuación.

3.2.1.1 Sistema de resistencia sísmica.

El sistema de resistencia sísmica para las viviendas debe garantizar un comportamiento adecuado, tanto individual como de conjunto, ante cargas verticales y laterales. Esto se logra por medio de los siguientes mecanismos (Apartado 3.1 de la Norma):

- a) Un conjunto de paredes estructurales, ya sean paredes de carga o paredes de rigidez, dispuestos de tal manera que proveen suficiente resistencia ante los efectos sísmicos horizontales en las dos direcciones principales en planta.

Las paredes estructurales sirven para resistir las fuerzas laterales paralelas a su propio plano, desde el nivel donde se generan hasta la cimentación. Las paredes de carga soportan además de su propio peso, las cargas verticales debidas a la cubierta y los entrepisos si los hay. Las paredes de rigidez sólo soportan como carga vertical su propio peso. (Ver figura 3.1).

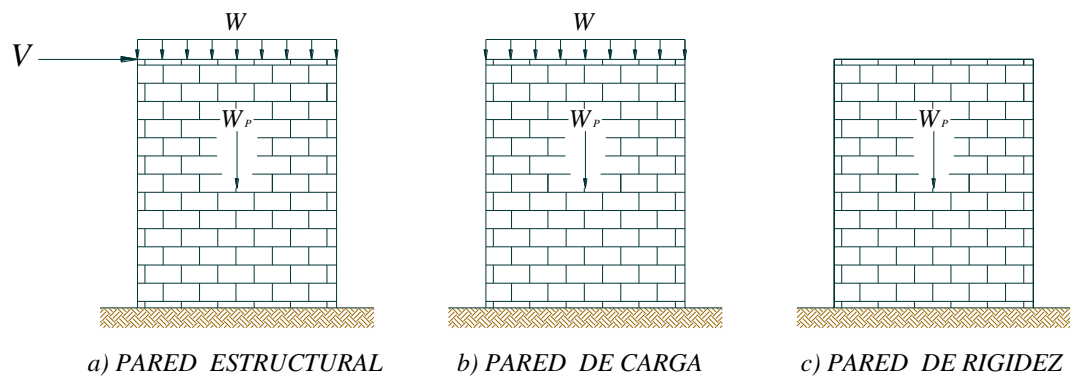


Figura 3.1

Típos de paredes estructurales.

En la figura, V , representa la carga lateral producto de las fuerzas sísmicas; W , es la carga vertical transmitida desde los pisos superiores y W_p , el peso propio de la pared.

- b) Un sistema de diafragmas que obligue al trabajo conjunto de las paredes estructurales. En el caso de un sistema de diafragma flexible, deben existir elementos de amarres entre paredes ortogonales que garanticen una adecuada transmisión de las fuerzas del sismo a las paredes paralelas al sismo.
- c) Un sistema de cimentación con la resistencia necesaria para transmitir de manera efectiva las cargas al suelo de apoyo. El sistema de cimentación deberá poseer una rigidez apropiada para evitar asentamientos diferenciales.
- d) Un sistema de unión o amarre entre las fundaciones, paredes, entrepiso y cubierta que asegure una transmisión efectiva de las cargas desde la cubierta hasta la fundación y que la estructura se comporte como una unidad. La trayectoria de las cargas deberá ser lo más continua posible.

3.2.1.2 Criterios básicos para el planeamiento estructural de una vivienda individual o grupo de viviendas.

El adecuado comportamiento o desempeño de la estructura de una vivienda supone (además del eficiente diseño y la correcta construcción) la aplicación de criterios básicos en el planteamiento estructural como (Apartado 3.2 de la Norma):

- a) Disponer de un número suficiente de paredes en dos direcciones ortogonales entre sí para garantizar una adecuada resistencia sísmica (Fig. 3.2a).

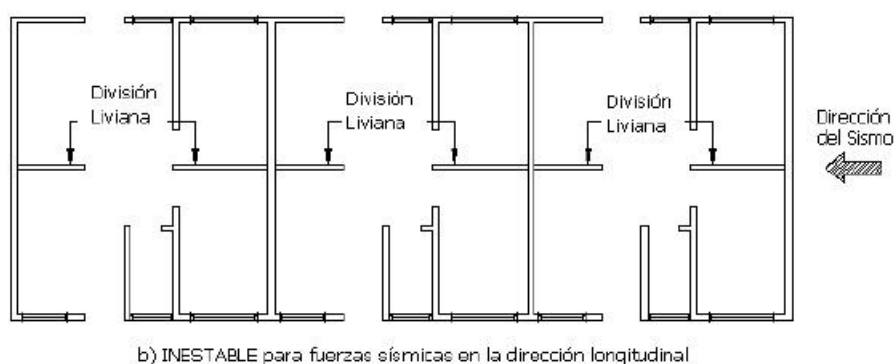
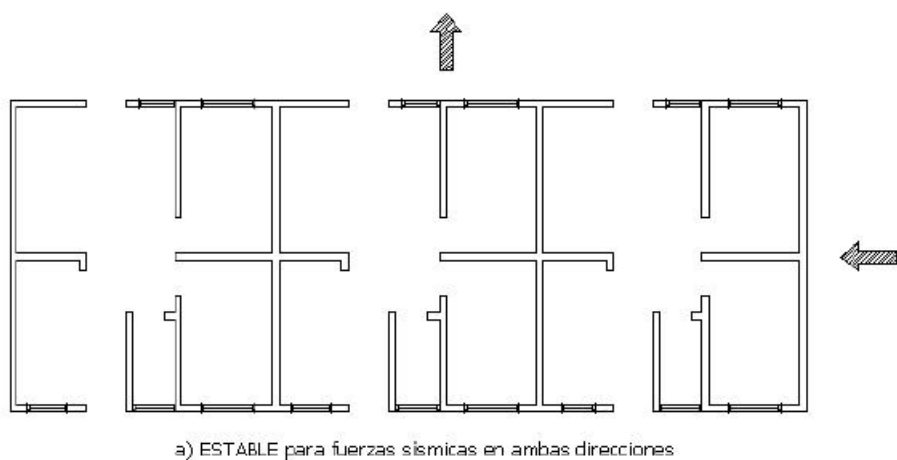


Figura 3.2

Disposición de las paredes en planta.

- b) Buscar que la geometría de la vivienda sea sencilla y uniforme en planta y en elevación.
- c) Planear la distribución de las paredes estructurales a fin de obtener la mejor simetría respecto a dos ejes ortogonales y la mayor rigidez torsional posible, lo

cual se obtiene al ubicar las paredes simétricas lo más cerca posible de la periferia.

- d) Contrarrestar la tendencia a colocar paredes de carga en una sola dirección en las viviendas de dos plantas. La utilización de un número suficiente de paredes de rigidez en orientación ortogonal es necesaria para proporcionar la resistencia necesaria en dicha dirección.
- e) Esforzarse por ubicar las paredes estructurales de las viviendas de dos plantas de forma continua (colineal) en ambos niveles (Fig. 3.3a).

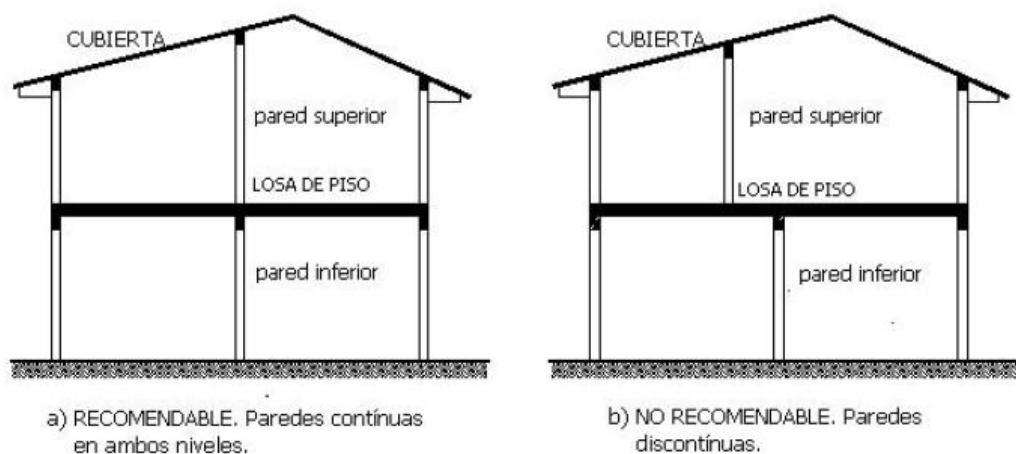


Figura 3.3

Continuidad de las paredes en viviendas de dos plantas.

- f) Asegurarse de que la dimensión mayor en planta de la vivienda o unidad habitacional no exceda de tres veces la dimensión menor (Fig. 3.4).
- g) Verificar que la dimensión mayor en planta de la unidad estructural de una edificación compuesta de varias viviendas que tienen el mismo diseño arquitectónico no exceda de los 30 m (Fig. 3.4).

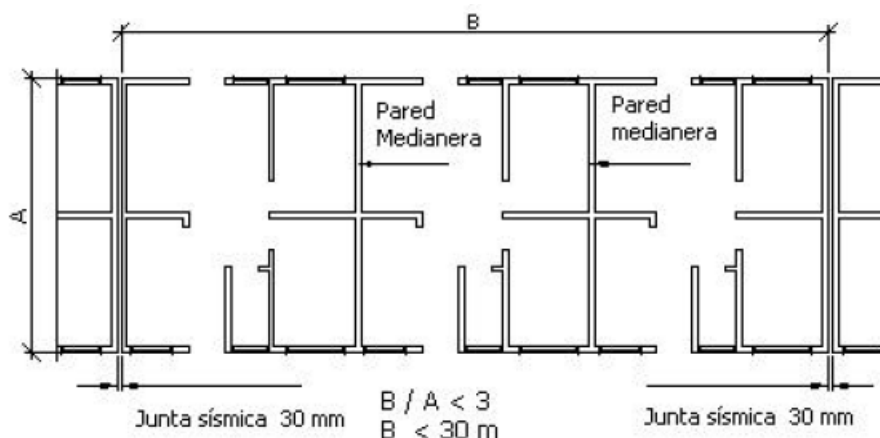


Figura 3.4

La planta de la vivienda no debe ser alargada.

- h) Controlar que, en paredes que soportan cubiertas flexibles, la distancia máxima entre elementos que proveen la estabilidad lateral de las paredes no exceda de 4.0 m.
- i) Procurar que las paredes estructurales sean lo más largas posible y de preferencia no menores de 1 m, excepto en el caso de paredes de concreto.
- j) Procurar que el área total de las aberturas dispuestas en las paredes para la colocación de puertas y ventanas no sobrepase el 35 por ciento del área total de la pared. La distancia mínima entre dos aberturas y entre una abertura y el extremo de la pared no debe ser menor de 500 mm, en todo caso debe ser mayor que la mitad de la dimensión menor de la abertura (Fig. 3.5).
- k) Separar toda vivienda de sus linderos con los predios vecinos o de otros cuerpos habitacionales de la misma construcción con una distancia no menor de 30 mm (Fig.3.4).
- l) Ubicar la junta sísmica en unidades habitacionales compuestas de varias viviendas en cualquiera de los siguientes casos:
 - Cuando la dimensión mayor de la unidad estructural exceda de 30 m (Fig. 3.4).

- Cuando se presente un cambio en el nivel de terraza mayor de 400 mm (Fig. 3.6).

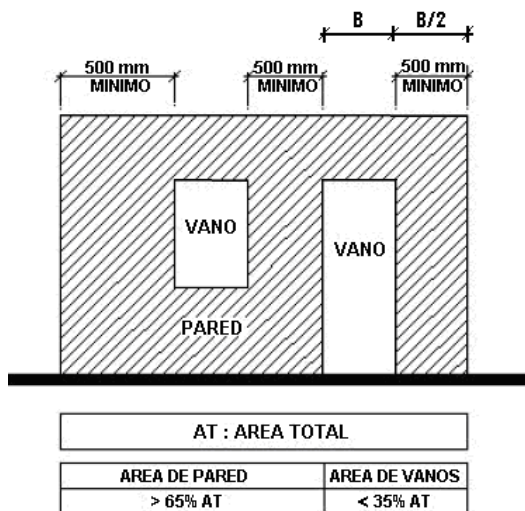


Figura 3.5

Disposición de las aberturas en una pared.

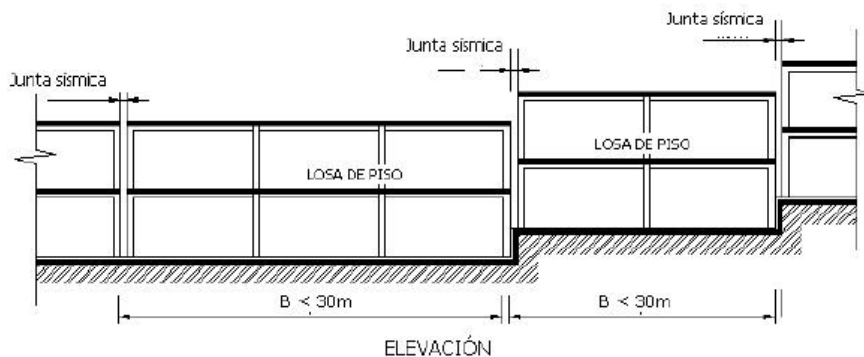


Figura 3.6

Junta sísmica necesaria en cambio de nivel de terraza.

- Cuando existan cambios significativos en la calidad del suelo (Fig. 3.7).
- Cuando exista diferencia en el número de niveles de viviendas contiguas (Fig. 3.8).

- Cuando existan cambios de topología de la unidad arquitectónica.

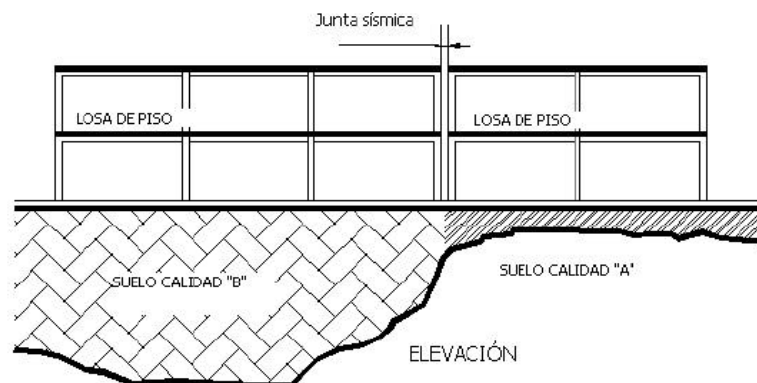


Figura 3.7

Junta sísmica necesaria cuando existen cambios significativos en la calidad del suelo.

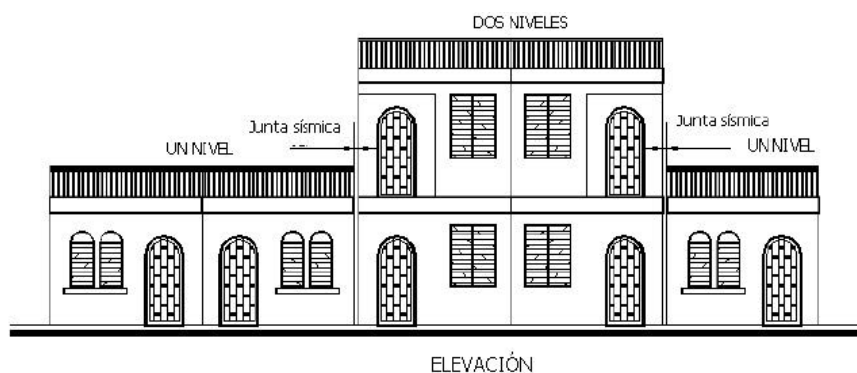


Figura 3.8

Junta sísmica necesaria cuando el proyecto arquitectónico contempla cambio en el número de niveles de las viviendas.

3.2.2 Espesores de paredes.

Los espesores mínimos de las paredes recomendados en la Norma Especial de Diseño y Construcción de Viviendas, son los que se listan en la tabla 3.1.

En el diseño estructural, se debe trabajar con el espesor equivalente de la pared, o sea descontando las celdas huecas. A continuación, en la tabla 3.2 se dan algunos valores típicos de espesores equivalentes.

Tabla 3.1 Espesores de paredes según tipo de construcción²⁶.

	Mampostería Confinada o con Refuerzo Interior.	Paredes de Concreto Reforzado.
Viviendas de una planta	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 10 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 7.5 cm en paredes interiores. ▪ 8.5 cm en paredes exteriores.
Viviendas de dos plantas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 15 cm en planta baja. ▪ 10 cm en paredes del segundo nivel. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 10 cm en planta baja. ▪ 7.5 cm en paredes interiores del 2º nivel. ▪ 8.5 cm en paredes exteriores del 2º nivel.

Tabla 3.2 Espesor sólido equivalente²⁷.

Espaciamiento del concreto fluido	Espesor nominal de las unidades (cm)	
	t = 15 cm	t = 20 cm
20 cm	14.22	19.30
40 cm	11.43	14.73
60 cm	10.41	13.21
80 cm	9.91	12.45
100 cm	9.65	11.94
120 cm	9.40	11.68
Huecos vacíos	8.60	10.16

3.3 ANALISIS DEL SISTEMA.

El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC) de nuestro país, establece que en el diseño de las estructuras deberán tomarse en cuenta los efectos de las acciones permanentes, variables y accidentales.

En el capítulo anterior definimos con detalle cada una de estas acciones y los distintos tipos de cargas a los que se puede encontrar sometida una estructura en particular, ahora se estudiarán las principales cargas de diseño que se incluyen como parte del análisis de

²⁶ MOP. Manual de diseño y construcción de vivienda de una y dos plantas p. 25.

²⁷ Schneider, R.R., Reinforced Masonry Design. Prentice-Hall Inc., 1987, p.228.

una vivienda y que pueden considerarse dentro de cada una de estas acciones, tal como se indica a continuación.

- Acciones permanentes: cargas muertas.
- Acciones variables: cargas vivas y los empujes de tierra.
- Acciones accidentales: cargas de sismo y viento.

A continuación se presenta una breve descripción de cada una de estas cargas de diseño, en base a lo estipulado en La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas.

3.3.1 CARGAS MUERTAS.

Son consideradas como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos: paredes, losas, cubiertas, acabados y todos aquellos que ocupen una posición permanente (que no cambia sustancialmente con el tiempo).

Para la evaluación de las cargas muertas deben ser utilizadas las dimensiones nominales de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales.

El peso propio calculado en losas de concreto coladas en el lugar (densas o aligeradas) se incrementará en 20 Kg/m^2 (0.2 KN/m^2).

Al establecer el peso de paredes de mampostería de bloque de concreto hueco se debe tomar en cuenta la distribución de las celdas llenas ya que de acuerdo a eso varía el peso. A continuación se dan algunos pesos típicos para este tipo de paredes construidas con bloque de concreto de peso medio (usual en nuestro medio: 1733 a 1887 Kg/m^3), tal como lo indica la tabla 3.3.

TABLA 3.3 Peso de paredes²⁸ en Kg/m^2			
Celdas llenas a cada	t= 10 cm	t = 15 cm	t = 20 cm
20 cm	192	284	382
40 cm	154	230	308
60 cm	142	210	284
80 cm	135	205	269

²⁸ Alba Alfaro. Diseño de Estructuras de Mampostería. Capítulo 4. p. 34

Estos pesos incluyen el peso del concreto en celdas y soleras, no así el peso del acero de refuerzo.

En el Anexo 1, se presenta una tabla más completa de los pesos de materiales más comunes en la construcción de viviendas.

3.3.2 CARGAS VIVAS.

Se consideran cargas vivas aquellas relativas a su uso y ocupación que no tienen una posición fija y definitiva. Dentro de ellas se incluyen cargas debido a personas, muebles y equipos.

Para la aplicación de las cargas vivas se tomarán en consideración las siguientes disposiciones:

- a) Para calcular la resistencia ante cargas verticales de la estructura (diseño por gravedad) y los asentamientos inmediatos del suelo, será utilizada la carga viva máxima (W_m) en combinación con los efectos debidos a las cargas muertas.
- b) La carga viva instantánea (W_a) será utilizada para el diseño por sismo y por viento.
- c) La carga viva media (W) será empleada en el cálculo de asentamientos y deflexiones a largo plazo.

Las cargas vivas que sean utilizadas en el diseño de una vivienda no pueden ser menores que las mínimas establecidas en la tabla 3.4, las cuales se considerarán distribuidas uniformemente sobre el área tributaria de cada elemento.

Tabla 3.4 Cargas vivas unitarias ²⁹ , kg/m ² (kN/m ²)			
Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
Vivienda	70 (0.7)	90 (0.9)	170 (1.7)
Escaleras en vivienda	70 (0.7)	110 (1.1)	250 (2.5)
Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15 (0.15)	70 (0.7)	100 (1.0)
Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5 (0.05)	20 (0.2)	40 (0.4)

²⁹ MOP. Norma Técnica para el Diseño y construcción de Viviendas, p. 17

3.3.3 CARGAS DE SISMO.

El cálculo de las fuerzas sísmicas para viviendas de una y dos plantas debe ser realizado utilizando los mismos criterios establecidos en la Norma Técnica de Diseño por Sismo. La distribución de masas en la estructura puede ser simplificada de la siguiente manera:

- a) Las viviendas de dos plantas con diafragma rígido a nivel de cubierta y a nivel de piso pueden ser analizadas considerando que las masas se encuentran concentradas a nivel de cada uno de los diafragmas. (Ver figura 3.9)
- b) Las viviendas de dos plantas con diafragma rígido a nivel de piso y con cubierta flexible pueden ser analizadas como una sola masa concentrada a nivel de la losa de piso (ver figura 3.10). Las paredes del segundo nivel deben ser analizadas tal como se indica en el apartado c.
- c) Las paredes de las viviendas de un nivel con diafragma flexible a nivel de cubierta deben ser analizadas como losas verticales apoyadas en sus cuatro bordes para el logro de la estabilidad lateral:
 - En el borde inferior por la cimentación o losa de entrepiso,
 - En los bordes laterales por las paredes paralelas al sismo
 - En el borde superior por la viga o solera de corona de la pared.

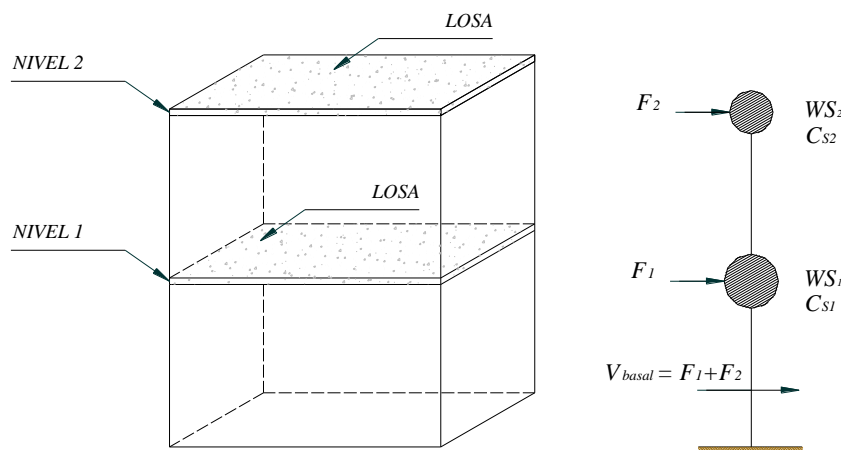


Figura 3.9

Vivienda de dos plantas con diafragma rígido a nivel cubierta y a nivel de piso.

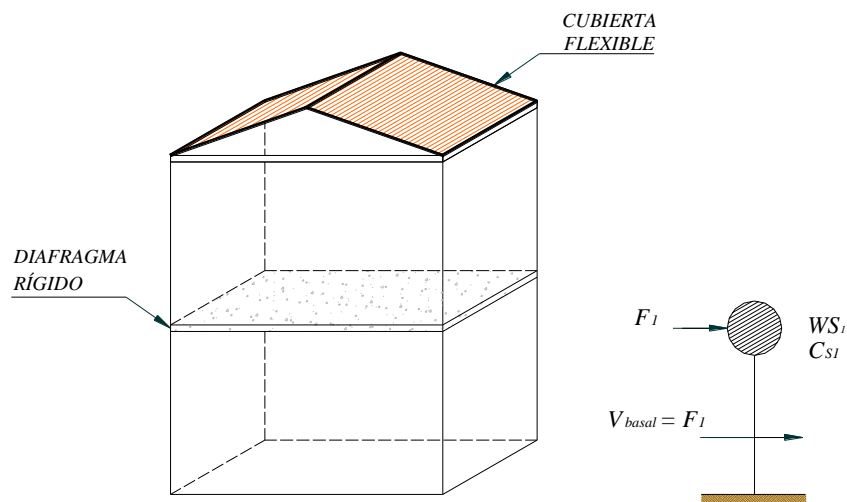


Figura 3.10

Vivienda de dos plantas con diafragma rígido a nivel de piso y cubierta flexible.

De las figuras:

WS_1 : Peso sísmico (carga muerta + carga viva) de los elementos del primer nivel, correspondiente a la mitad superior de las paredes del primer nivel y la mitad inferior de las paredes del segundo nivel, peso propio de la losa de entrepiso y demás elementos.

CS_1 : Coeficiente sísmico de la estructura, $C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$

WS_2 : Peso sísmico (carga muerta + carga viva) de los elementos del segundo nivel, correspondiente a la mitad superior de las paredes del segundo nivel, peso propio de la losa de techo y demás elementos que conforman el techo.

CS_2 : Coeficiente sísmico del segundo nivel, calculado como apéndice ($CS_2 = F_2/WS_2$).

F_1 y F_2 : Fuerzas concentradas en los niveles 1 y 2 respectivamente,

$$F_i = \frac{(V_{basal} - Ft)w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

V_{basal} : Cortante en la base de la estructura.

F_t : Fuerza de cubierta ($F_t = 0$, para este tipo de estructuras).

h_i : Altura del nivel "i" al nivel del terreno.

Las fuerzas de sismo debido al peso propio de la pared actúan en la dirección normal al plano de la pared y son consideradas como cargas uniformemente distribuidas, las fuerzas por sismo causadas por la masa de la cubierta se consideran como fuerzas laterales concentradas en el nivel correspondiente (figura 3.11).

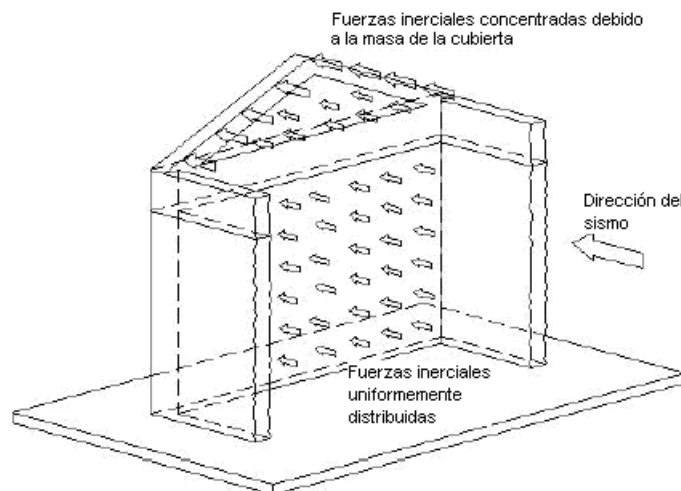


Figura 3.11

Fuerzas de sismo actuando en paredes de viviendas de un nivel o en viviendas de dos plantas con diafragma flexible en el segundo nivel.

d) Las fuerzas de sismo serán calculadas mediante la fórmula:

$$F_s = C_s W_s \quad (3.1)$$

En donde:

C_s = coeficiente sísmico.

$$C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

A : Factor de zonificación sísmica dado en la tabla 1 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo.

I : Factor de importancia dado en la tabla 4 de la NTDS.

C_o y T_o : Coeficiente de sitio debido a las características del suelo dado en la tabla 2 de la NTDS. Tal como lo indica la norma, si no se conocen las

propiedades del suelo como para poder establecer el tipo de perfil del suelo, deberá usarse un perfil de suelo S_3 .

R : Factor de modificación de respuesta indicado en la tabla 7 de la NTDS. Para el caso de paredes de mampostería en vivienda, usualmente forman parte del sistema estructural “D” (paredes que proporcionan resistencia a cargas gravitacionales y laterales), le corresponde un valor de $R=6$.

T : Período fundamental de vibración de la estructura, en segundos.

W_s : Peso sísmico total.

Los valores de los coeficientes sísmicos para los diferentes sistemas constructivos que se presentan en la Tabla 3.5, son el resultado de la evaluación de la ecuación del coeficiente sísmico, por lo que si se desea obtener un coeficiente en particular, basta con introducir en dicha formula los parámetros relativos al proyecto en estudio.

Para ejemplificar el cálculo de los valores de la tabla, consideremos una vivienda de dos niveles de mampostería con refuerzo interior, una losa y techo liviano, el peso sísmico oscilaría entre $W_s \approx 1.40 - 1.60 \text{ Ton/m}^2$, tomamos un valor promedio de 1.50 ton/m^2 . Además consideraremos que se encuentra ubicada en la zona I del mapa de zonificación sísmica, para lo cual, se tienen los siguientes datos:

$A= 0.40$

$I=1.0$

$C_o= 3.0$.

$R= 6.0$

Sustituyendo en la ecuación para el coeficiente sísmico, tenemos:

$$C_s = \frac{(0.40)(1.0)(3.0)}{6.0} = 0.183 \cong 0.2$$

Las Zonas I y II se definen en el Mapa de Zonificación Sísmica de El Salvador contenido en la Norma de Sismo y que se presenta en la figura 3.12.

- Cubiertas inclinadas, lado del barlovento. . . . $\pm 50 \text{ kg/m}^2$ ($\pm 5 \text{ MPa}$)

El signo menos (-) significa succión; el signo más (+) empuje.

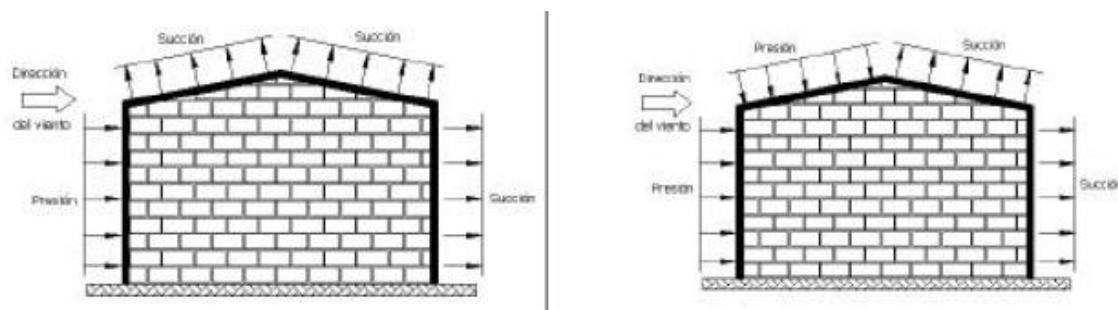


Figura 3.13

Fuerzas de viento actuando en la cubierta.

3.3.5 COMBINACIONES DE CARGA.

El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RSEC) de nuestro país, establece en su Título II, Artículo 15: “La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:”

1. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables, se consideraran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea o bien, todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
2. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se consideraran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente con una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados, de acuerdo a la tabla 3.6.

TABLA 3.6 Combinaciones de carga. RSEC Título II, Artículo 21.

Combinaciones de Cargas	No. Ecuación de RSEC
1.4CM + 1.7CV	(1)
0.75(1.4 CM+ 1.7 CV) + 1.4 (S o V)	(2)
0.9CM + 1.43(S o V)	(3)
1.4CM + 1.7CV + 1.7E	(4)
0.75 (1.4CM + 1.4T + 1.7CV)	(5)
1.4 (CM + T)	(6)

Donde:

CM = Cargas muertas.

CV = Cargas vivas.

S = Fuerzas sísmicas.

V = Fuerza de viento.

E = Cargas debido a peso y presión de suelo.

T = Asentamientos diferenciales.

De igual manera, la sección 9.2 del código ACI 318-02 prescribe factores de carga para combinaciones específicas de carga, y se detallan en la tabla 3.7.

TABLA 3.7 Combinaciones de cargas. ACI 318-02, sección 9.2

Combinaciones de Cargas	No. Ecuación en ACI 318-02
1.4(D + F)	9-1
1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L _r o S o R)	9-2
1.2D + 1.6(L _r o S o R) + (1.0L o 0.8W)	9-3
1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L _r o S o R)	9-4
1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S	9-5
0.9D + 1.6W + 1.6H	9-6
0.9D + 1.0E + 1.6H	9-7

Donde:

D = Cargas muertas.

L = Cargas vivas.

E = Efectos de carga de fuerzas sísmicas.

W = Fuerza de viento.

H = Cargas debido a peso y presión de suelo, agua en suelo, u otros materiales.

L_r = Carga viva de techo.

F = Cargas debido a peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y niveles máximos controlados.

R = Carga por lluvia.

S = Carga de nieve.

T = Efecto acumulado de temperatura, flujo plástico, contracción, asentamientos diferenciales.

Las tablas anteriores fueron presentadas para tener un panorama general de todos los posibles tipos de cargas y sus combinaciones, sin embargo para el análisis de las viviendas, tal como lo establecimos en la sección anterior, se consideraran únicamente las cargas vivas, muertas, sismo y viento como acciones principales de la estructura (es de notar que en caso de existir otras estructuras como complementos de las viviendas, tales como los muros retención, deben considerarse las cargas y sus combinaciones según sea el caso). Para el desarrollo de este trabajo, se utilizarán las combinaciones de cargas dictadas por las más recientes ediciones del código ACI, las cuales se detallan en la tabla 3.8.

Es importante notar que las fuerzas sísmicas calculadas de acuerdo con las más recientes ediciones de los reglamentos de construcción que se utilizan en los Estados Unidos de América, son fuerzas según niveles de resistencia y no según niveles de servicio, lo cual discrepa con los valores de nuestro país. Para ser congruentes con nuestro reglamento, se reemplazo el factor de 1.0 que acompaña a la carga de sismo por el factor de 1.4 E, el cual es más representativo del espectro de respuesta utilizado por la NTDS.

TABLA 3.8 Combinaciones de carga simplificadas. Basadas en ACI 318-02.³²

Cargas	Combinaciones de Cargas	No. Ecuación en ACI 18-02
Muerta (D) y Viva (L)	1.4D	9-1
	1.2D + 1.6L	9-2
Muerta, Viva y Viento(W)	1.2D + 1.6L + 0.8W	9-3
	1.2D + 1.0L + 1.6W	9-4
	0.9D + 1.6W	9-6
Muerta, Viva y Sismo(E)	1.2D + 1.0L + 1.4E	9-5
	0.9D + 1.4E	9-7

Además, esto requiere el desarrollo de todas las combinaciones posibles, es decir:

- ± 100% sismo xx
- ± 30% sismo xx
- ± 100% sismo yy
- ± 30% sismo yy

Para el diseño debe usarse la combinación que requiere la mayor resistencia (según lo estipula la N.T.D.S. en la sección 6.1.4), generalmente en el diseño de estructuras en nuestro país gobiernan las combinaciones de carga que contienen las fuerzas sísmicas por lo que en el siguiente listado se presenta el desarrollo de estas combinaciones (en el anexo 2, se detalla el desarrollo de cada una de estas combinaciones). Sin embargo, hay que tener presente que para algunos elementos, como la estructura de techo, las combinaciones que contienen las cargas sísmicas no rigen el diseño si no aquellas combinaciones que involucran las cargas de viento. Se deberá diseñar ya sea por sismo o por viento, pero nunca se debe diseñar combinando ambas cargas.

³² Los datos presentados en esta tabla no impiden que el diseñador pueda hacer uso de las combinaciones de cargas que se contemplan en ediciones anteriores al código ACI 318-02, según se indica en el apéndice "C" de este código.

- | | |
|------------------------------|--------------------------|
| 1) 1.4D | |
| 2) 1.2D+1.6L | |
| 3) 1.2D+1.0L+1.4Ex1+0.42Ey1 | 19) 0.90D+1.4Ex1+0.42Ey1 |
| 4) 1.2D+1.0L+1.4Ex1-0.42Ey1 | 20) 0.9D+1.4Ex1-0.42Ey1 |
| 5) 1.2D+1.0L-1.4Ex1+0.42Ey1 | 21) 0.90D-1.4Ex1+0.42Ey1 |
| 6) 1.2D+1.0L-1.4Ex1-0.42Ey1 | 22) 0.90D-1.4Ex1-0.42Ey1 |
| 7) 1.2D+1.0L+0.42Ex1+1.4Ey1 | 23) 0.90D+0.42Ex1+1.4Ey1 |
| 8) 1.2D+1.0L-0.42Ex1+1.4Ey1 | 24) 0.90D-0.42Ex1+1.4Ey1 |
| 9) 1.2D+1.0L+0.42Ex1-1.4Ey1 | 25) 0.90D+0.42Ex1-1.4Ey1 |
| 10) 1.2D+1.0L-0.42Ex1-1.4Ey1 | 26) 0.90D-0.42Ex1-1.4Ey1 |
| 11) 1.2D+1.0L+1.4Ex2+0.42Ey2 | 27) 0.90D+1.4Ex2+0.42Ey2 |
| 12) 1.2D+1.0L+1.4Ex2-0.42Ey2 | 28) 0.9D+1.4Ex2-0.42Ey2 |
| 13) 1.2D+1.0L-1.4Ex2+0.42Ey2 | 29) 0.90D-1.4Ex2+0.42Ey2 |
| 14) 1.2D+1.0L-1.4Ex2-0.42Ey2 | 30) 0.90D-1.4Ex2-0.42Ey2 |
| 15) 1.2D+1.0L+0.42Ex2+1.4Ey2 | 31) 0.90D+0.42Ex2+1.4Ey2 |
| 16) 1.2D+1.0L-0.42Ex2+1.4Ey2 | 32) 0.90D-0.42Ex2+1.4Ey2 |
| 17) 1.2D-1.0L-0.42Ex2-1.4Ey2 | 33) 0.90D+0.42Ex2-1.4Ey2 |
| 18) 1.2D+1.0L-0.42Ex2-1.4Ey2 | 34) 0.90D-0.42Ex2-1.4Ey2 |

Es de hacer notar, que estas combinaciones corresponden a cargas o acciones últimas, es decir, son las que se utilizan en el diseño por el método de resistencia última o LRFD, anteriormente se trabajaba con cargas de servicio (sin factorar) cuando el diseño se llevaba a cabo por el método de esfuerzos permisibles; sin embargo, el empleo de este método es cada vez menor, puesto que los códigos de diseño buscan uniformizar la metodología del diseño hacia el método LRFD desarrollado inicialmente para las estructuras de acero.

3.3.6 ANALISIS DEL SISTEMA ANTE CARGAS VERTICALES³³.

Es importante conocer la forma en que se distribuyen las cargas a través de los diferentes elementos componentes de una estructura, para ello es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos.

³³ Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo III. P. 102. (Tesis UES, 1991).

3.3.6.1 Distribución de cargas verticales.

En la distribución de las cargas verticales (puntuales o distribuidas) a través de la pared, se puede distinguir dos casos: cuando la pared es sólida y cuando la pared posee aberturas.

Cuando una carga axial concentrada se aplica a paredes sólidas de mampostería, generalmente se asume que se distribuye uniformemente a través de una sección triangular, en una longitud de la pared que se limita al ancho de la placa de apoyo más cuatro veces el espesor de la pared, pero sin exceder la distancia centro a centro entre las cargas concentradas, esto es para las paredes que se colocan con un aparejo cuatrapeado. Sin embargo, el ángulo de distribución de la carga no está bien definido, la sección 2.1.9.1 de los Comentarios del Código MSJC (Masonry Standards Joint Committee), sugieren se distribuya la carga usando un ángulo de 45° con respecto a la vertical. Schneider and Dickey, sugieren un ángulo de 30° respecto a la vertical. Los diseñadores deberán determinar el ángulo que debe ser usado con el conocimiento que cuanto más pequeño es el ángulo, más pequeña es la longitud útil.

En la figura 3.14 se indican las limitaciones de distribución de cargas dentro de una pared sólida de mampostería.

Una complicación adicional en la distribución de cargas gravitacionales a las paredes portantes y subsecuentemente a las fundaciones de la construcción está relacionada con las aberturas de las paredes portantes. Aberturas de puertas en paredes interiores y aberturas de ventanas en paredes exteriores complica la transmisión de cargas a través de los elementos sólidos de la pared: vigas de conexión (cargaderos) y porciones sólidas de pared o pilastras.

Las cargas inducidas a vigas simplemente apoyadas o cargaderos son generalmente evaluadas en base a los anchos tributarios, donde ellas podrían soportar la carga de techo y piso.

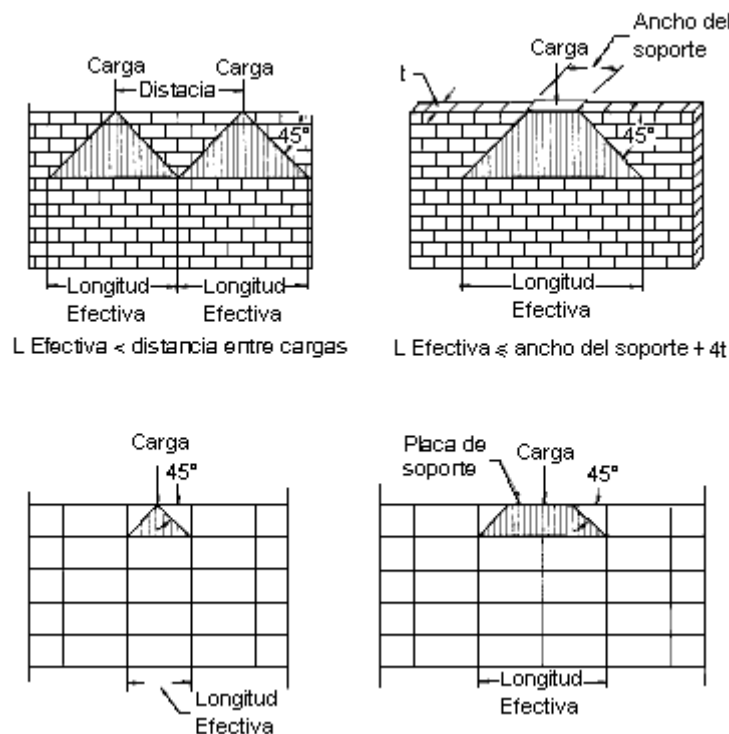


Figura 3.14

Distribución de cargas en paredes sólidas.

Para un cargadero donde un espacio considerable de pared se extiende sobre el, la magnitud de la carga no se puede determinar con exactitud, ya que la pared realmente tiende a arquearse sobre la abertura, y por eso el cargadero no transmite la carga a la pared entera. Algunos diseñadores asumen cargas triangular distribuida a 45° desde un máximo en el centro del claro a cero en los apoyos. La acción de arquearse de la mampostería sobre las aberturas puede ser entonces considerada sobre los apoyos de los cargaderos en las porciones sólidas de las paredes.

En la figura 3.15 el vértice del triángulo de acción, no intercepta las cargas de piso, por lo que el cargadero puede ser diseñado para resistir solamente el peso propio de la pared dentro de la sección triangular sombreada. Además puede observarse otra condición, cuando el triángulo de acción sombreado intercepta la línea de acción de carga de piso, el cargadero en este caso debe ser diseñado para soportar una porción de la carga de piso.

3.3.6.2 Transmisión de cargas verticales.

Las paredes que conforman un sistema cajón están sujetas a cargas verticales (puntuales o distribuidas), muertas y vivas adicionales a su propio peso, las cuales deben ser transmitidas a través de los miembros soportantes (paredes) hasta llegar a la cimentación. Una particularidad de esta transmisión ocurre cuando las paredes poseen aberturas (puertas y ventanas); ya que se hace necesario analizar la manera en que las cargas serán distribuidas en sus porciones sólidas. Este análisis puede realizarse modelando el sistema de paredes como marcos planos de columnas anchas con intercepciones rígidas, el que podría resolverse a través del método de las rigideces (análisis matricial), lo cual permitiría la evaluación de las acciones internas (axial, cortante, momento, deflexión).

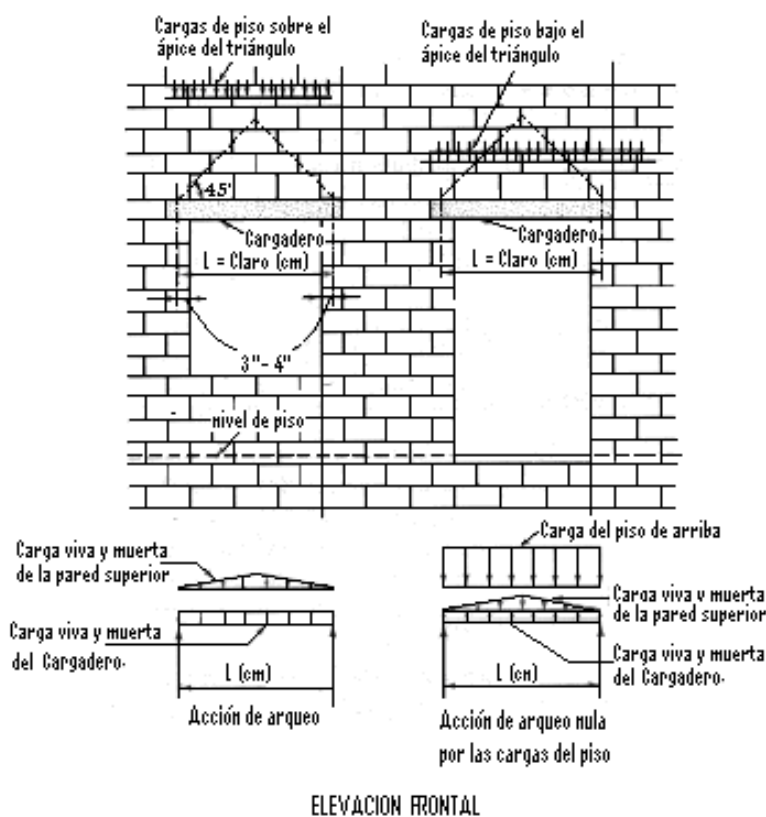


Figura 3.15

Distribución de carga uniforme aproximada sobre cargaderos.

En caso no se disponga de un software de análisis para realizar un análisis de marcos de columnas anchas podría utilizarse el modelo de transmisión de cargas verticales que a continuación se presenta, que es una simplificación de la distribución de las cargas a través de las porciones sólidas a las fundaciones.

Debe tomarse en cuenta las siguientes consideraciones:

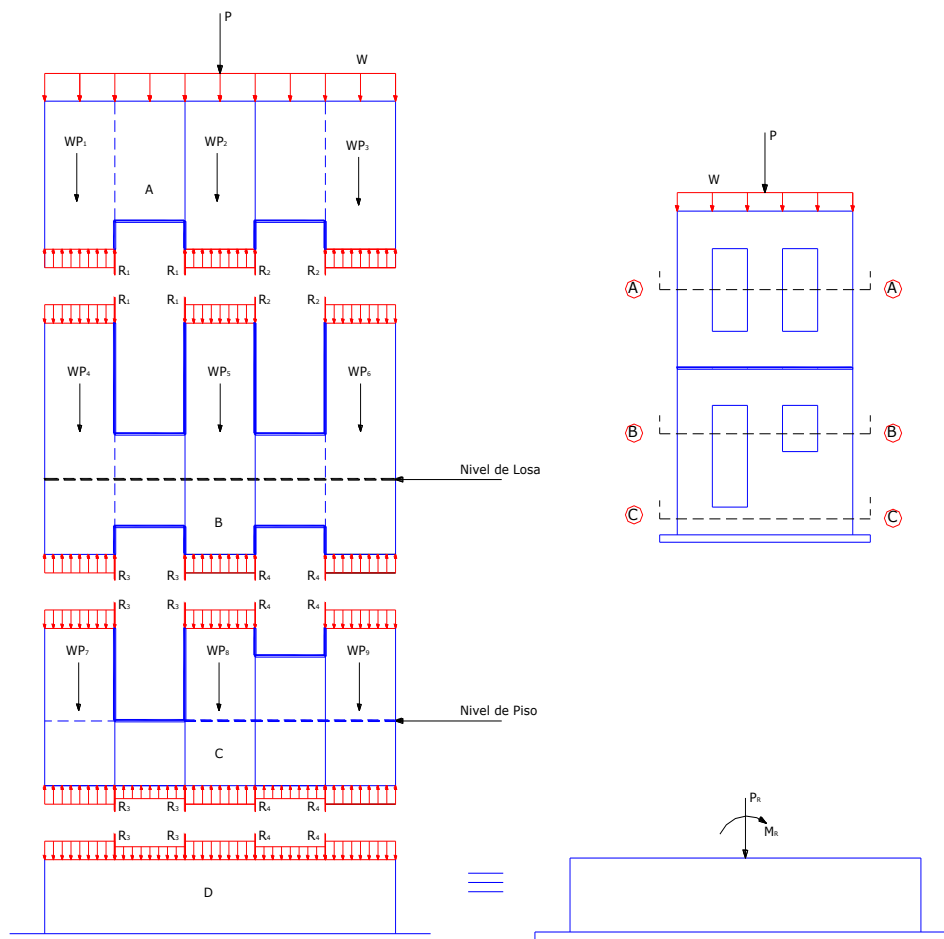
- Las vigas sobre las aberturas se analizarán para soportar parte de la carga que transmite el sistema de piso o solamente el de la porción de pared sobre ellas, de acuerdo a las condiciones expuestas anteriormente.
- Las vigas de conexión (cargaderos) se consideraran, para este análisis, como simplemente apoyadas entre paredes, despreciando con esto los momentos.
- Las cargas que llegan a una pared se aplicarán en el centroide de la sección transversal de la pared, lo cual deberá ser considerada a fin de evaluar la excentricidad (momento flector) con que la carga vertical se transmite a través de las porciones sólidas de pared hasta llegar a la cimentación.

Para el cálculo de las reacciones que el cargadero transmite a las porciones sólidas de pared, se asume que el cargadero esta simplemente apoyado (elemento estáticamente determinado), como se observa en la figura 3.16b.

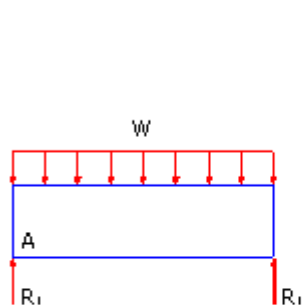
Las cargas que actúan sobre el cargadero son: las cargas uniformemente distribuidas que bajan de los niveles superiores y la del peso propio del elemento.

La porción de pared que sirve de apoyo al cargadero, se debe analizar considerando el momento flexionante, que se produce debido a la excentricidad con se aplica la reacción, tal como se muestra en la figura 3.16c.

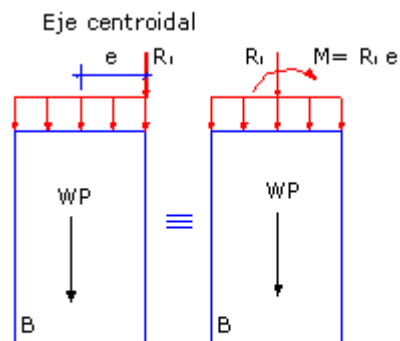
Las cargas puntuales que llegan hasta la cimentación, transmiten el efecto acumulado de las reacciones de los cargaderos de los niveles superiores, y la carga distribuida es el acumulativo de las cargas que transmiten las losas y el peso propio de los elementos desde el nivel superior de la edificación.



a) Transmisión de cargas verticales a través de las paredes.



b) Diagrama de cuerpo libre del cargadero.



c) Diagrama de cuerpo libre de la porción de pared de apoyo al cargadero.

Figura 3.16

Transmisión de cargas verticales.

3.3.7 ANALISIS DEL SISTEMA ANTE CARGAS LATERALES³⁴.

Para el análisis del sistema ante cargas laterales se necesita tomar en cuenta los siguientes aspectos.

3.3.7.1 Distribución horizontal del cortante de piso.

El cortante “V” en cualquier plano horizontal debe distribuirse a los varios elementos del sistema resistente a fuerzas horizontales en proporción a sus rigideces, tomando en cuenta la rigidez del sistema de arriostramiento horizontal o del diafragma.

Entonces, cada pared “i”, resiste una proporción de V igual a:

$$V_i = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} * V \quad (3.2)$$

Donde: V_i : Cortante en cualquier plano horizontal, Ton.

K_i : Rigidez lateral de la pared “i”, Ton/cm.

Bajo la acción de las cargas laterales, las estructuras se deforman, y su comportamiento se puede descomponer en dos partes:

- a) Traslación del centro de rigidez, o efecto del cortante directo.
- b) Rotación del diafragma rígido alrededor del centro de rigidez, o efecto del cortante de torsión.

a. Cortante directo.

Considerando el caso de paredes paralelas, por ejemplo A, B, C y D, como se muestra en la planta de la figura 3.17, se asume que las paredes están unidas, todas en el extremo superior, por una losa horizontal de techo, la cual es suficientemente rígida en el plano que se considera la rigidez. En este caso particular coinciden los centros de masa y de rigidez, de modo que las paredes deflexionan igualmente, y la

³⁴ Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo III. P. 112. (Tesis UES, 1991).

fuerza “V” puede distribuirse en proporción directa a las rigideces relativas. Para cualquier pared, i, la rigidez relativa se calcula como:

$$R_i = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} = \frac{K_i}{K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + \dots + K_n} \quad (3.3)$$

Si conocemos que $K_i = \frac{1}{\delta_i}$, sustituyendo este valor en la ecuación 3.3 obtenemos:

$$R = \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} = \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\frac{1}{\delta_1} + \frac{1}{\delta_2} + \frac{1}{\delta_3} + \frac{1}{\delta_4} + \dots + \frac{1}{\delta_n}} \quad (3.4)$$

Donde:

K_i = Rigidez lateral de la pared “i”.

δ_i = Deflexión de la pared (i = 1, 2, 3, 4, ... n) cuando son expuestas, separadamente a cargas horizontales y restricciones similares en los extremos.

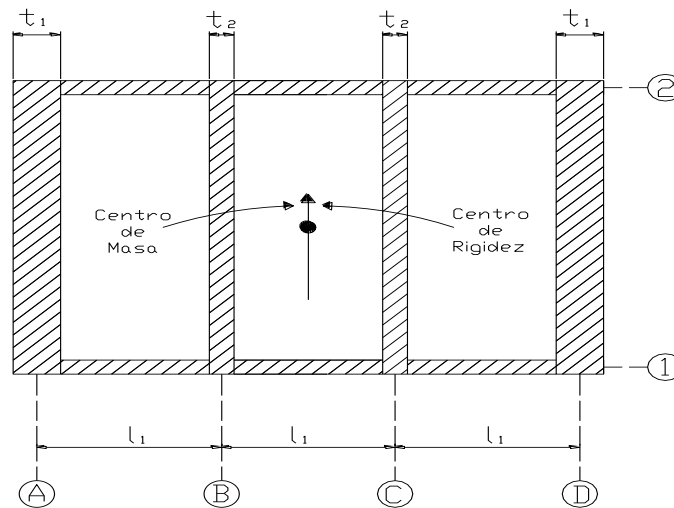


Figura 3.17

Paredes paralelas conectadas por medio de losa.

Entonces, cada pared, “i”, resiste una proporción de “V” igual a:

$$V = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n K_i} V = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\delta_i}} \quad (3.5)$$

Como puede observarse en esta expresión, la distribución de la fuerza lateral entre los elementos verticales resistentes, solamente dependen de la rigidez relativa de los elementos conectados.

b. Cortante torsional.

Cuando el centro de masas y el centro de rigidez no coinciden, como lo muestra la figura 3.18, se inducen fuerzas cortantes torsionales sobre las paredes en adición a las fuerzas cortantes directas (Dando origen a una excentricidad). La carga horizontal “V”, actuará en el centro de masa lo que induce un momento torsional, “M”, el cual es igual a $M = V_y \cdot e$, donde “e” es igual a la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa del piso “n”. Sin embargo, hay casos, donde teóricamente “e” es igual a cero, sin embargo los códigos requieren el uso de una excentricidad mínima. La NTDS, por ejemplo en la sección 4.4.4 recomienda usar el 5% de la dimensión del edificio normal a la fuerza lateral, y este valor es conocido como una excentricidad accidental.

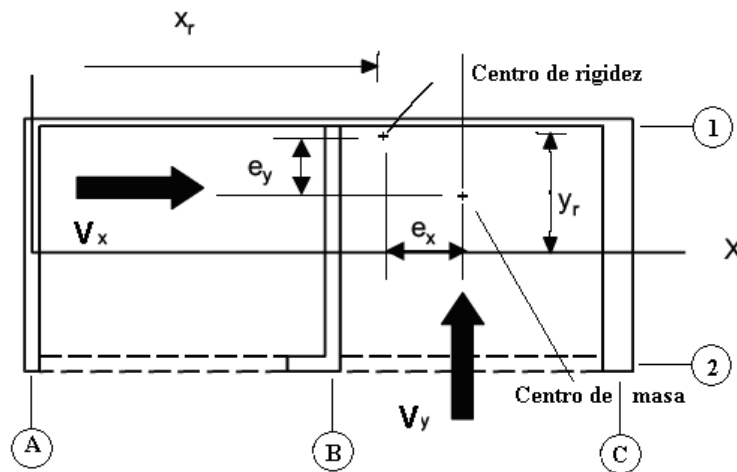


Figura 3.18 Cortante por torsión.

▪ **Determinación del cortante torsional.**

Observando la figura 3.19, se nota que para establecer la posición del centro de masa, x_m , deberá realizarse momentos estáticos alrededor de la línea eje de cualquier pared, en este caso de la pared A, usando los pesos respectivos, como fuerzas, en la suma de momentos. La distancia, x_r , de la línea eje de la pared A al centro de rigidez, es también establecida haciendo momentos estáticos de las rigideces laterales relativas, de las paredes componentes, con respecto a la línea de la misma pared.

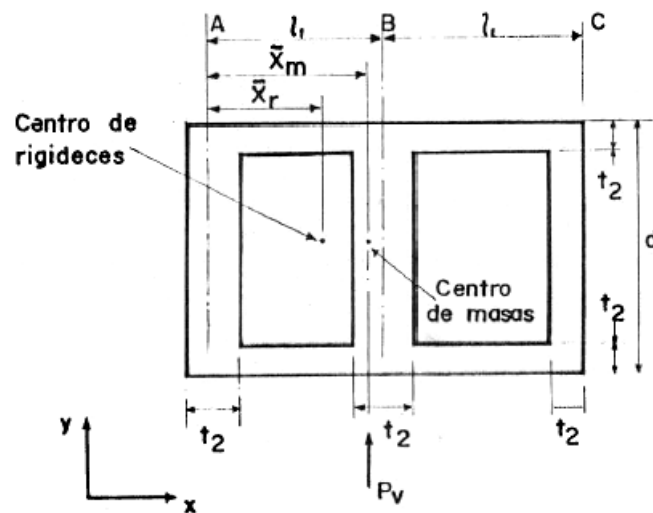


Figura 3.19 Determinación del cortante por torsión.

Así, si R_y representa la rigidez relativa de una pared particular en la dirección Y, la coordenada x del centro de rigidez del sistema de paredes, x_r , con respecto a un eje de referencia, tal como el eje “y” de la pared A, se calcula como la suma de momentos para todas las paredes paralelas al eje “y”, así:

$$\bar{x}_r = \frac{\sum R_y x}{\sum R_y} \tag{3.6}$$

En la otra dirección, la coordenada y del centro de rigidez, \bar{y}_r , vincula el uso de los términos R_x (rigidez lateral de las paredes en la dirección x), como sigue:

$$\bar{y}_r = \frac{\sum R_x y}{\sum R_x} \quad (3.7)$$

En estas expresiones, x , es la distancia al eje de referencia para los ejes de todas las paredes paralelas a la dirección “y”. Y, y , es la distancia correspondiente para las paredes paralelas a la dirección “x”. Es de notar que la excentricidad se calcula como: $e_x = \bar{x}_m - \bar{x}_r$; $e_y = \bar{y}_m - \bar{y}_r$ pero para efectos de diseño se usará:

$$e(\text{diseño}) = e(\text{calculada}) \pm e(\text{accidental})$$

$$e(\text{diseño}) = e(\text{calculada}) \pm 0.05L$$

Donde, L , corresponde a la dimensión del edificio normal a la fuerza lateral.

El cortante horizontal total, $(V_y)_i$, resistido por una pared, en particular con el eje paralelo a la dirección y , debido a la carga horizontal aplicada, puede ser obtenido de la siguiente expresión:

$$V_{yi} = \left(\frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} \right) V_y + \left(\frac{R_{iy} \cdot \bar{x}}{J_r} \right) V_y e_x \quad (3.8)$$

Similarmente, para una fuerza horizontal $(V_x)_i$, en la dirección x , se tiene:

$$V_{xi} = \left(\frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} \right) V_x + \left(\frac{R_{ix} \cdot \bar{y}}{J_r} \right) V_x e_y \quad (3.9)$$

Donde:

V : Cortante del entrepiso considerado.

e_x o e_y : Excentricidad de diseño.

\bar{x} o \bar{y} : Distancia perpendicular desde el centro de rigidez, C_r , al eje de la pared en

cuestión, $\bar{x} = x_i - \bar{x}_r$; $\bar{y} = y_i - \bar{y}_r$.

J_r : Rigidez relativa rotacional de todas las paredes del entrepiso bajo consideración.

Esto corresponde al momento polar de inercia, donde:

$$J_{xy} = \sum R_{ix} \cdot \bar{y}^2 + \sum R_{iy} \cdot \bar{x}^2$$

En relación, a la NTDS, sección 6.1.4 se hace la consideración de efectos ortogonales que toman en cuenta los efectos de los movimientos sísmicos que no actúan en forma paralela a la dirección resistente considerada. Estos efectos ortogonales se calculan de la siguiente manera:

- Para las paredes en “x”, se combinan los efectos y se toma el mayor de:

$$V_{\text{Total X}} + 0.30 V_{\text{TY}}$$

$$0.30V_{\text{Total X}} + V_{\text{TY}}$$

$$\text{Donde: } V_{\text{Total X}} = V_{\text{dX}} + V_{\text{TX}}$$

- Para las paredes en “y”, se combinan los efectos y se toma el mayor de:

$$V_{\text{Total Y}} + 0.30 V_{\text{TX}}$$

$$0.30V_{\text{Total Y}} + V_{\text{TX}}$$

$$\text{Donde: } V_{\text{Total Y}} = V_{\text{dY}} + V_{\text{TY}}$$

3.3.7.2 Distribución del momento de volteo.

Las fuerzas laterales sobre un edificio tienden a volcarlo, y esto puede incrementar o disminuir la carga vertical sobre los extremos de las paredes de corte. Si el momento de volteo es bastante grande puede vencer el peso muerto de la estructura e inducir tensión en el borde de la pared de corte o al final de la misma.

Toda edificación debe diseñarse para resistir los momentos de volteo causados por las fuerzas sísmicas. En cualquier nivel el aumento de momento de volteo en el piso bajo consideración debe distribuirse a las diferentes paredes; en la misma proporción que se distribuyen los cortantes horizontales en las paredes.

Los momentos de volteo se deben determinar mediante la aplicación de las fuerzas prescritas, como se indica a continuación:

$$M_{vx} = \sum_{i=x}^{n-1} F_i (h_i - h_x) + (F_i - F_i) (h_i - h_x) \quad (3.10)$$

En la cual:

F_i = Fuerza lateral en cada nivel.

h_i = Altura sobre el nivel de la base del edificio.

F_t = Fuerza concentrada en la cubierta.

h_x = Altura medida desde la base hasta el nivel x.

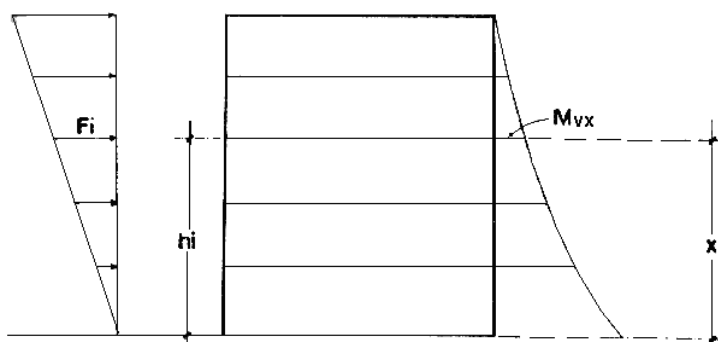


Figura 3.20

Momentos de volteo.

3.3.8 EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ³⁵.

En el análisis ante cargas laterales de estructuras con paredes se debe considerar que en la rigidez de éstas intervienen deformaciones por cortante y por flexión.

La figura 3.21 muestra la elástica de una pared en voladizo sujeta a carga lateral aplicada en la parte superior. El desplazamiento máximo queda definido por la suma de dos términos que representan, en ese orden, la contribución por flexión y la debida a cortante, según la expresión.

$$\Delta = \Delta_f + \Delta_v$$

$$\Delta = \frac{VH^3}{3E_m I} + \frac{1.2VH}{GA} \quad (3.11)$$

En donde:

V: Fuerza lateral aplicada en la pared, Ton.

³⁵ Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo III. P. 151. (Tesis UES, 1991).

H: Altura de la pared, m.

A: Área de la sección transversal de la pared en la dirección de la fuerza cortante, m^2 , ($A = L \times t$).

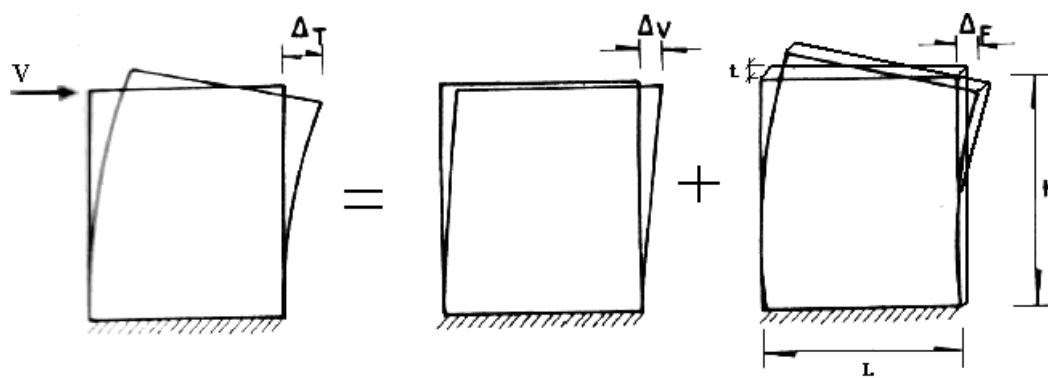
I : Momento de inercia de la sección transversal de la pared, m^4 , ($I = \frac{L^3 \cdot t}{12}$).

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería, Ton/m^2 ; ($E_m \approx 900 f_m$).

G : Modulo de cortante de la mampostería, Ton/m^2 ; ($G \approx 0.4E_m$).

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación 3.11, se obtiene:

$$\Delta_{f+v} = \frac{4V}{E_m t} \left[\left(\frac{H}{L} \right)^3 + \frac{3}{4} \left(\frac{H}{L} \right) \right] \quad (3.12)$$



Deformación total = Deformación por cortante + Deformación por flexión

Figura 3.21

Deformaciones por cortante y por flexión de una pared en voladizo sujeta a carga lateral.

Del estudio de la ecuación anterior, se deduce, que si la relación altura a longitud de una pared de sección rectangular, excede 2.5 ($H/L > 2.5$) las deformaciones por cortante son pequeñas (menos del 15% del total), y pueden ignorarse, quedando la rigidez definida por el término de flexión únicamente. Por otra parte, si la relación altura a longitud de la pared es menor que $\frac{1}{3}$ ($H/L < 0.33$), son despreciables las deformaciones debidas a flexión.

Por ejemplo, para una pared que posea una altura de 3.0 m, al evaluarla se puede decir que:

$$H= 3.0 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} \text{Si, } L < 1.20 \text{ m ; } \Delta_v \text{ pequeñas} \\ \text{Si, } L > 9.0 \text{ m ; } \Delta_f \text{ pequeñas} \end{array} \right.$$

En referencia a lo expuesto anteriormente, para la evaluación de la rigidez de una pared, hay que tomar en cuenta los siguientes aspectos:

1. La geometría de la pared: La relación de aspecto H/L afecta a la contribución de las deformaciones por cortante y por flexión en la rigidez de la pared.
2. Condiciones límite: La restricción en la parte superior de la pared afecta la rigidez de la misma. Son dos las condiciones comúnmente consideradas: en voladizo y doblemente empotrado.
3. Aberturas: El tamaño, localización, y el arreglo de las aberturas afecta dramáticamente la rigidez de la pared.

Existen diversos métodos estáticos de análisis que permiten evaluar las rigideces en una estructura de paredes de corte, los cuales toman en cuenta el tamaño y disposición de las aberturas; entre estos métodos se pueden mencionar:

1. Método de la columna ancha.
2. Paredes acopladas.
3. Paredes empotradas.

En el caso de las estructuras de paredes de corte, un factor determinante en la escogitación del método de análisis es el tamaño y disposición de las aberturas en la estructura. Al respecto existe un parámetro αH (para el cálculo de este parámetro ver página 158) que puede utilizarse como indicador así:

- a) Si αH , se encuentra en el rango de 0 a 4, la capacidad flexionante del acoplamiento es poco significativo, ya que la rigidez de la pared acoplada solo es ligeramente mayor que el valor que resulta de sumar la rigidez individual de cada

sección de pared, a ambos lados de la abertura, sin incluir la acción del acoplamiento, en este caso el comportamiento de la estructura se aproxima al de un marco rígido y ésta puede ser analizada por el método de la columna ancha.

- b) Para valores de αH , entre 4 y 8, deberá calcularse la rigidez de la pared acoplada como tal, ya que en este rango de valores las aberturas son muy significativas en el comportamiento de la pared. En este caso el método a utilizarse es el de la conexión de cortante, desarrollado por Alexander Coull.
- c) Si αH , es mayor que 8, la capacidad flexionante del acoplamiento es tal que la rigidez de una pared acoplada sólo es ligeramente menor que la rigidez de la misma pared, considerada como sólida despreciando el efecto de la abertura, analizando la estructura por el método de paredes empotradas.

1. Método de la columna ancha.

Este método se basa en que las deformaciones laterales de una pared se pueden calcular con muy buena precisión con los procedimientos de resistencia de materiales, si se toman en cuenta las deformaciones debidas a flexión y cortante.

Para paredes de sección rectangular empotradas en su base y sujetas a una carga lateral “V” en su extremo superior, el desplazamiento lateral del extremo cargado se puede calcular con la expresión:

$$\Delta = \frac{Vh^3}{3EI} + \frac{Vh}{GA} \quad (3.13)$$

Donde: V: Fuerza lateral aplicada en la pared.

h: Altura de la pared.

I: Momento de inercia.

A: Área de la sección transversal.

E: Modulo de elasticidad.

G: Modulo de cortante.

Se denomina columna ancha a un miembro así idealizado para distinguirlo de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión.

En este método se idealiza la pared con aberturas como un marco plano con intersecciones rígidas en los nudos y cargadas con un sistema de fuerzas horizontales aplicadas en los niveles de entepiso que tienen una distribución vertical similar a las fuerzas sísmicas de diseño. En ciertos casos es conveniente que las zonas rígidas en los extremos tengan forma de codo y no sean solamente rectas. Además, este método considera cada pared como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de las paredes son infinitamente rígidas a flexión.

Algunos ejemplos de posibles idealizaciones se muestran en la figura 3.22.

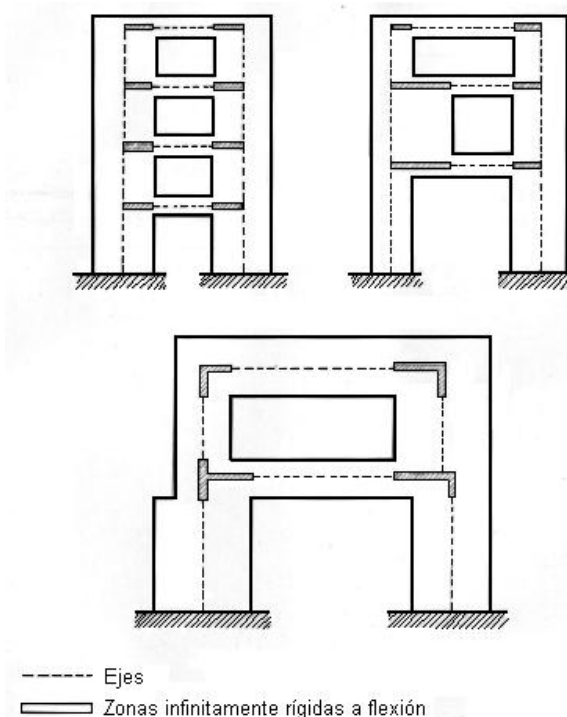


Figura 3.22

Algunos casos de paredes con huecos que pueden analizarse con el método de la columna ancha.

2. Método de paredes acopladas.

Para la evaluación de rigideces en paredes acopladas, primero se calcula la deflexión para una carga uniforme y luego se transforma a la que produce una carga triangular

invertida, utilizando el factor que se obtiene de la relación entre deflexiones en una pared sólida para ambos tipos de carga lateral.

Esto se debe a que el gráfico para evaluar deflexiones es para la condición de carga lateral uniforme.

a) Deflexión para carga lateral uniforme.

$$\Delta = \Delta m + \Delta v \quad (3.14)$$

Donde:

Δm = Deflexión debida a la flexión.

Δv = Deflexión debida al cortante.

a.1) Deflexión debido a la flexión

$$\Delta m = \frac{VH^3}{8E_m I} K_4 \quad \text{ó} \quad \Delta m = \frac{wH^4}{8E_m I} K_4$$

Donde:

V = Fuerza lateral aplicada en la pared, Ton.

h = Altura de la pared, m.

w = Carga uniformemente distribuida, Ton/m.

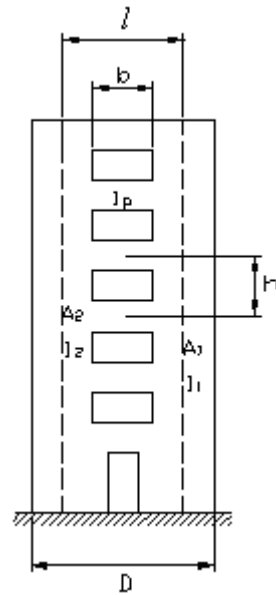
E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería, Ton/m².

I = Momento de inercia de la pared, m⁴. ($I = I_1 + I_2$)

K_4 = Es un coeficiente que se obtiene en la grafica 3.4 (página 61) y depende de los parámetros, μ y αH . Estos parámetros estructurales dependen de las propiedades geométricas de la sección transversal de las paredes y de la viga de conexión.

Para una pared con una sola banda de aberturas como la mostrada en la figura 3.23, se tiene que³⁶:

³⁶ El método solamente es aplicable para paredes con una sola banda de aberturas, para otras configuraciones se deberá emplear otra herramienta de cálculo, como por ejemplo un análisis de elementos finitos.



$$\mu = 1 + \frac{AI}{A_1 A_2 l^2}$$

$$\alpha H = H \left(\frac{12 I_p l^2 \mu}{h b^3 I} \right)^{1/2}$$

Figura 3.23

Pared con una sola banda de aberturas.

Donde:

I_p : Es el momento de inercia de la viga o losa, para el acoplamiento, y se calcula de la siguiente manera:

$$I_p = \frac{m t_v^3}{12} \quad (\text{Para una viga}).$$

$$I_p = \frac{m t_v^3}{12(1 + 2.4t/b)} \quad (\text{Para una losa}).$$

Donde:

m: Ancho total de la losa o viga, m.

t_v : Peralte de la losa o viga, m.

a.2) Deflexión debida al cortante.

$$\Delta v = 1.5 \frac{H}{D} \frac{V}{t E_m} \quad (3.15)$$

Donde:

H = Altura de la pared, m.

D = Ancho de la pared, m.

V = Fuerza lateral aplicada en la pared, Ton.

t = Espesor equivalente de la pared, m.

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería, Ton/m².

b) Deflexión para carga triangular.

Esta deflexión es mayor que para carga uniforme y puede estimarse en base a la proporción que resulta entre la de estos dos tipos de cargas para la pared de corte sólida:

$$\Delta = \Delta(\text{Carga uniforme}) \left[\frac{2.20(H/D)^3 + 2(H/D)}{1.5(H/D)^3 + 1.5(H/D)} \right] \quad (3.16)$$

Para conocer la rigidez lateral de la pared, solo se calcula el inverso de la deflexión total de la pared sometida a carga triangular, de la siguiente manera:

$$R = \frac{V}{\Delta_T} \quad (3.17)$$

3. Método de las paredes empotradas.

En estructuras de mampostería, para edificaciones de uno o dos pisos, las paredes pueden ser consideradas como voladizos. En edificaciones de muchos pisos, los segmentos de las paredes de cada entrepiso, arriba del primer nivel serán consideradas empotradas en ambos extremos (en el tope y en la base).

Amrhein utiliza un concepto de rigidez lateral para cada piso, ya que asume que las paredes en un piso cualquiera están empotradas en los niveles de los entrepisos que los limitan. Este procedimiento parece solo razonable solo si se cumplen las siguientes condiciones.

- a) El arreglo de paredes de corte es relativamente uniforme.
- b) Las paredes de corte son relativamente largas y se mantienen casi constante desde el suelo.
- c) El arreglo de las paredes de corte es razonablemente simétrico.

- d) Los elementos de enlace con las paredes (vigas de conexión o cargaderos), son rígidos en comparación con las paredes; es decir proporcionan en cada nivel de entepiso suficiente restricción rotacional a las paredes.

En la figura 3.24 vemos el comportamiento de una pared de corte de mampostería que esta sujeta a la acción de cortante en su plano, aplicado en la parte superior. Si asumimos que la pared de corte esta empotrada en la base y en libertad para rotar en su parte superior, entonces la deflexión en la parte superior puede ser descrita usando las formulas elástico lineal para una viga en voladizo con deformaciones por cortante significativas.

La deflexión que se describe con este método es, Δ_c , donde:

$$\Delta_c = \frac{VH^3}{3E_m I} + \frac{1.2VH}{GA} \quad (3.18)$$

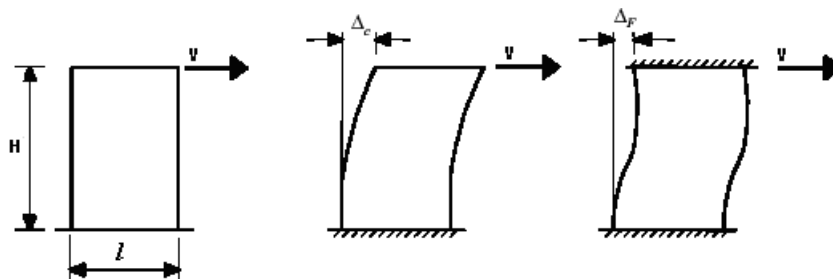


Figura 3.24

Deflexión de un elemento de pared de corte.

Si tomamos V como factor común y el valor de G se toma como $0.4E_m$ e incluimos la formula de área ($A = l \times t$) y la inercia ($I = \frac{l^3 \cdot t}{12}$), la ecuación 3.18, se vuelve:

$$\Delta_c = \frac{V}{E_m t} \left[4 \left(\frac{H}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{l} \right) \right] \quad (3.19)$$

Si hay una cantidad significativa de mampostería sobre el nivel del diafragma o losa que esta sobre la pared, entonces la pared de mampostería tendrá resistencia contra la rotación. Para esta condición la deflexión en la parte superior de la pared Δ_F , es dada por la Ecuación 3.20.

$$\Delta_F = \frac{V}{E_m t} \left[\left(\frac{H}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{l} \right) \right] \quad (3.20)$$

La rigidez lateral de una pared de corte sólida en voladizo es: $K_c = \frac{1}{\Delta_c}$

La rigidez lateral de una pared de corte sólida doblemente empotrada es: $K_F = \frac{1}{\Delta_F}$

Para la evaluación de la rigidez de elementos de pared con aberturas por este método, se pueden seguir las siguientes consideraciones.

- **Combinación de paredes en serie y en paralelo.**

En algunas oportunidades se presenta la necesidad de determinar la rigidez de una fachada o en general de un sistema de elementos, por lo que a continuación se presenta el análisis de dos tipos de combinación:

- a) Sistemas en paralelo.

Supóngase que se tiene un grupo de pilares y/o paredes, como el que se indica en la figura 3.25a. Si se consideran los apoyos inextensibles, los desplazamientos de los elementos 1 y 2 serán iguales por lo que el problema se puede idealizar como se muestra en la figura 3.25b.

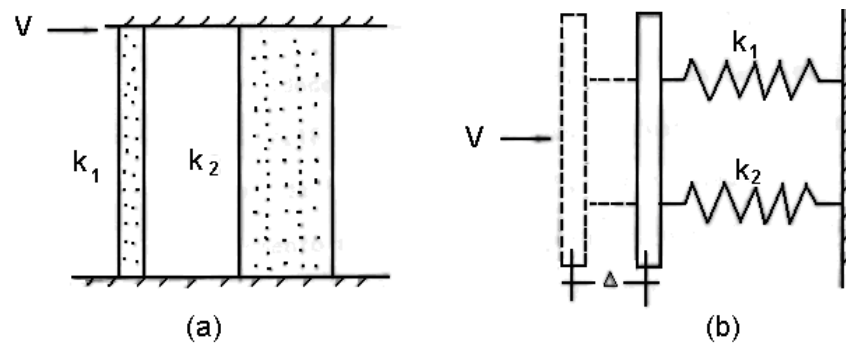


Figura 3.25

Paredes en paralelo.

Ya que la rigidez del elemento componente i , se denota por:

$k_i = \frac{V_i}{\delta_i}$, se tiene que:

$$V_1 = k_1 \delta_1 \quad \text{y} \quad V_2 = k_2 \delta_2$$

Pero: $\delta_1 = \delta_2 = \Delta$

$$V = V_1 + V_2$$

Luego: $V = k_1 \Delta + k_2 \Delta$

Haciendo $k_e =$ rigidez equivalente del conjunto.

$$k_e \Delta = k_1 \Delta + k_2 \Delta$$

Luego: $k_e = k_1 + k_2$ (3.21)

Por lo que, cuando se tienen rigideces en paralelo, la rigidez equivalente del conjunto se obtendrá sumando las rigideces individuales.

b) Sistemas en serie.

Si las rigideces se encuentran distribuidas como se indica en la figura 3.26a, obsérvese que la fuerza que se transmiten a cada uno de los elementos es P. el desplazamiento absoluto de un elemento no es igual al relativo del mismo elemento. Idealizando el problema como la figura 3.26b, se tiene que:

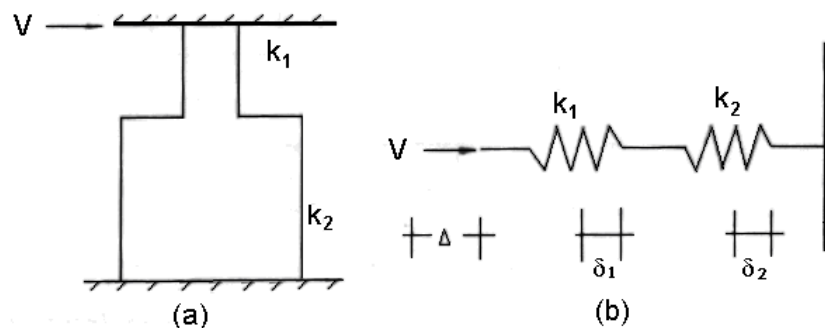


Figura 3.26

Paredes en serie.

$$\Delta = \delta_1 + \delta_2$$

$$\text{Además: } \Delta = \frac{V}{k_e}$$

$$\delta_1 = \frac{V}{k_1} \quad \text{y} \quad \delta_2 = \frac{V}{k_2}$$

$$\text{Luego: } \frac{V}{k_e} = \frac{V}{k_1} + \frac{V}{k_2}$$

$$\frac{1}{k_e} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad \Longrightarrow \quad k_e = \left(\frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} \right) \quad (3.22)$$

Por lo que, cuando se tienen elementos en serie, el inverso de la rigidez equivalente se obtendrá sumando los inversos de las rigidez individuales.

Para un edificio de un nivel en el cual su relación altura-longitud es menor que 1, existen tres métodos aproximados basados en modelos en serie y paralelo que pueden ser usados, de acuerdo a Schneider y Dickey. Sin embargo, en esta oportunidad se presentará el más conservador de los tres, correspondiente al primero de ellos, cuya metodología se describe a continuación.

Método I de Schneider y Dickey.

En este método la deflexión de la pared es calculada asumiendo una pared sólida en voladizo, y modificándola para considerar las aberturas restando la deflexión de la franja considerada en voladizo que contenga las aberturas y agregando la deflexión debida a la deformación de los segmentos de pared (considerados empotrados arriba y abajo) dentro de cada franja. Usando este método la rigidez de la pared mostrada en la figura 3.27 puede calcularse con la siguiente formula:

$$K = \frac{1}{\Delta} \quad (3.23)$$

Donde:

$$\Delta = \Delta_{\text{sólido}} - \Delta_{\text{franja A}} + \Delta_{2,3,4,5}$$

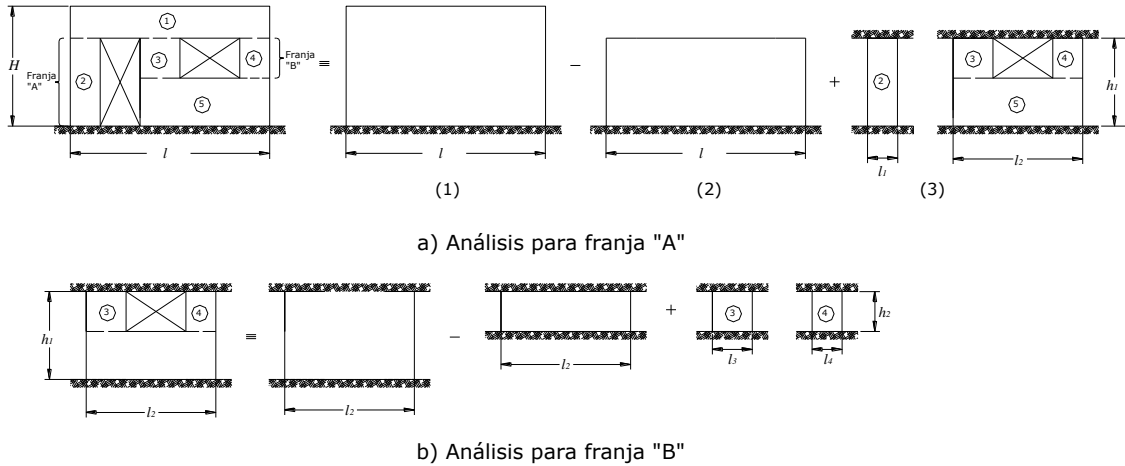


Figura 3.27 Pared de un nivel con aberturas.

A continuación se describe de forma aproximada, el cálculo de la deflexión en base a este método:

1. La deflexión en la parte superior es calculada usando la Ecuación 3.19. Esta asume que la pared actúa como una viga en voladizo. Ver figura 3.27a (1).

$$\Delta_{\text{sólido}} = \frac{V}{E_m t} \left[4 \left(\frac{H}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{l} \right) \right]$$

2. La deflexión de una sección de la pared que su altura coincide con la del agujero de mayor altura, es calculada con la ecuación 3.19 (asumiendo que actúa como voladizo). La longitud total de la pared (l), es la que se utiliza para los cálculos. Ver figura 3.27a (2).

$$\Delta_{\text{franja}} = \frac{V}{E_m t} \left[4 \left(\frac{H}{l} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{l} \right) \right]$$

3. Las deflexiones de todas las pilas que se encuentran dentro de la franja usada en el paso 2, son calculadas asumiendo que estas franjas están empotradas en su parte superior e inferior (ecuación 3.20). Ver figura 3.27a (3).

$$\Delta_2 = \frac{V}{E_m t} \left[\left(\frac{h_1}{l_1} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_1}{l_1} \right) \right]$$

4. Si existen aberturas adicionales en la franja (como el caso de la franja formada por las pilas 3, 4 y 5), la pared es separada en secciones y la deflexión de la parte superior de las pilas dentro de la sección es calculada usando los pasos del 1 al 5, permitido para la condición limite a cada una de las situaciones. Ver figura 3.27b.

$$\Delta_{3,4,5} = \Delta_{sólido_{3,4,5}} - \Delta_{franjaB} + \Delta_{3,4}$$

Donde:

$$\Delta_{sólido_{3,4,5}} = \frac{V}{E_m t} \left[\left(\frac{h_1}{l_2} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_1}{l_2} \right) \right]$$

$$\Delta_{franjaB} = \frac{V}{E_m t} \left[\left(\frac{h_2}{l_2} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_2}{l_2} \right) \right]$$

$$\Delta_3 = \frac{V}{E_m t} \left[\left(\frac{h_2}{l_3} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_2}{l_3} \right) \right]$$

$$\Delta_4 = \frac{V}{E_m t} \left[\left(\frac{h_2}{l_4} \right)^3 + 3 \left(\frac{h_2}{l_4} \right) \right]$$

$$\Delta_{3,4} = \frac{1}{K_3 + K_4} = \frac{1}{\frac{1}{\Delta_3} + \frac{1}{\Delta_4}}$$

5. La rigidez de cada pila es determinada usando la expresión $K=1/\Delta$, y las rigideces de todas las pilas que están en la franja del agujero son sumadas.

$$K_{2,3,4,5} = K_2 + K_{3,4,5}$$

6. La deflexión total de la franja del agujero es obtenida con el recíproco de la suma de las rigideces.

$$\Delta_{2,3,4,5} = \frac{1}{K_{2,3,4,5}}$$

7. La deflexión total de la pared resulta de la operación de la siguiente ecuación.

$$\Delta = \Delta_{sólido} - \Delta_{franjaA} + \Delta_{2,3,4,5}$$

8. La rigidez de la pared perforada es entonces el recíproco de la deflexión obtenida en el paso 7.

$$K = \frac{1}{\Delta}$$

Este método tiene la desventaja de predecir erróneamente que las paredes de corte perforadas son más rígidas que las paredes de corte no perforadas (sólidas) de iguales dimensiones. Por lo que se debe calcular la rigidez de la pared sólida (asumiendo que no posee aberturas) para compararla con la rigidez obtenida por este método.

3.4 ANALISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En el capítulo anterior estudiamos los sistemas estructurales que componen las viviendas, siendo estos:

- Sistemas de paredes.
- Sistemas de fundación.
- Sistemas de entrepiso y cubierta.

Ahora se realizará un análisis de estos elementos, para así poder determinar sus acciones internas. Sin embargo, es de hacer notar que los elementos se revisarán de forma independiente por medio de un análisis aproximado utilizando diversas herramientas de cálculo que nos permitan cuantificar estas acciones para poder llevar a cabo una adecuada revisión de estos elementos.

No obstante, es importante señalar que la mejor forma de analizar una vivienda o cualquier otra estructura, es modelándola de forma integral, es decir, con todos sus elementos interactuando conjuntamente mediante un análisis tridimensional (malla de elementos finitos), como el que se presenta en el capítulo VI.

Sin embargo, lo que a continuación se presenta es una metodología que permite realizar una revisión de aquellos aspectos que son críticos en el diseño de un elemento en particular.

3.4.1 SISTEMAS DE PAREDES.

Las paredes constituyen el principal elemento de soporte tanto a cargas verticales como laterales en viviendas. Estas se encuentran sometidas a diversos tipos de acciones tales como fuerzas de corte, fuerzas axiales y momentos flectores.

El análisis de las paredes de una vivienda de dos niveles se puede realizar dividiéndolo en dos tipos de análisis, uno para las paredes del primer nivel y otro para las paredes del segundo nivel. Específicamente, las acciones para las que se diseñan las paredes del primer piso son para resistir fuerzas laterales y en el caso de las paredes del segundo piso rige mayoritariamente un diseño para resistir flexión. Además, otro aspecto importante a considerar dentro del análisis de las paredes es la existencia de aberturas (puertas y ventanas) al interior de las paredes que son necesarias (para dar paso a los habitantes de la vivienda y permitir la entrada de luz y aire), y en otras ocasiones están dispuestas más por requerimientos arquitectónicos; todas las condiciones anteriormente planteadas propician un comportamiento particular en la pared, por ejemplo, se produce una disminución en la rigidez lateral de la pared; así como también propician concentraciones de esfuerzos en los elementos de enlace (cargaderos, en la parte superior de puertas y ventanas), por esta razón estos elementos merecen un análisis en el cual se pueda predecir sus acciones internas y así poder brindarles un tratamiento especial.

3.4.1.1 Revisión de paredes por cortante.

Las fuerzas cortantes que actúan sobre las paredes del primer piso se pueden determinar realizando un análisis estático lineal, como el presentado en la sección 3.3.7. Efectuando, la distribución de la fuerza cortante total en relación a la rigidez de cada

pared en el eje de análisis, la cuál puede ser evaluada por cualquiera de los métodos expuestos en la sección 3.3.8.

Sin embargo, como se ha mencionado anteriormente, el principal problema que ha existido siempre para la evaluación de la rigidez y por ende para la distribución de la fuerza cortante en los elementos de pared, ocurre cuando en ellas existen aberturas, ya que tienden a modificar drásticamente el comportamiento de la pared. La mayoría de los diseñadores, en sus análisis, ignoran el efecto de acoplamiento que existe entre las paredes adyacentes a las aberturas y se limitan a distribuir el cortante únicamente entre estas porciones sólidas de pared, considerando como si la estructura estuviera desligada, situación que no ocurre en la realidad, puesto que todos los elementos interaccionan como una unidad, lo que ocasiona que existan serias concentraciones de esfuerzos en algunos de ellos, principalmente en estos elementos cuya existencia es pasada por alto por muchos diseñadores.

Para llevar a cabo nuestro análisis, como primer punto, se presentarán los criterios de análisis y diseño establecidos en la sección 4.2 de La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas. Además, para atender la problemática planteada en el párrafo anterior, se presentará una metodología basada en la teoría de las paredes acopladas, que nos permitirá conocer las acciones internas que se desarrollan en las paredes producto del acoplamiento, con la limitante de que el método únicamente es aplicable a paredes con una franja de aberturas (situación que prácticamente es nula dentro de una vivienda), por lo que un análisis exacto solamente es posible mediante la utilización de un software que nos permita una evaluación en conjunto de todos los elementos.

I. Criterios generales de análisis y diseño dados por la NEDCV.

Debido a los serios problemas que enfrentó el sector vivienda luego de los terremotos ocurridos en el año 2001, se ha considerado dentro de La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, un apartado exclusivo para el análisis y diseño de las

viviendas, el cual puede ser considerado como una primera revisión de la propuesta estructural de las viviendas, ya que su enfoque principal es garantizar que la cantidad de paredes dispuestas en planta sea tal que puedan resistir el cortante aplicado en la dirección de análisis.

Las opciones planteadas en esta norma para llevar a cabo el análisis sísmico de las viviendas son:

MÉTODO ESTÁNDAR: La vivienda es analizada y diseñada como cualquier otra estructura siguiendo los lineamientos establecidos en el Reglamento y las Normas Técnicas. Su aplicación debe ser ejecutada por un profesional especialista en diseño estructural.

MÉTODO SIMPLIFICADO: Podrá ser utilizado cuando se satisfagan los requerimientos del apartado 4.2.2 de la norma (siguiente apartado de este texto). Su aplicación debe ser ejecutada por un ingeniero civil o arquitecto.

Adicionalmente, para el diseño del refuerzo por cortante se utilizará una fuerza cortante igual a 1.5 veces la calculada de acuerdo a lo establecido en el apartado 3.3.3 de este documento.

Son descritas a continuación dos variaciones del *Método Simplificado* de análisis para viviendas de dos plantas sujetas a cargas sísmicas:

- Método Simplificado A.
- Método Simplificado B.

▪ **Requerimientos mínimos para utilizar el método simplificado de análisis.**

La aplicación del Método Simplificado de análisis para viviendas de dos plantas exige que la vivienda de dos plantas cumpla con los siguientes requerimientos:

- a) En la primera planta, al menos 75 por ciento de las cargas gravitacionales deben estar soportadas por las paredes, las que deberán encontrarse ligadas entre si mediante la losa de entrepiso.

- b) La relación entre la longitud y ancho de la planta de la vivienda no excederá de 3.
- c) La vivienda tendrá en la primera planta al menos dos paredes perimetrales de carga paralelas entre sí o en posición tal que formen un ángulo menor de 20 grados. Cada una de estas paredes deberá tener una longitud no menor del 50 por ciento de la dimensión de la vivienda en la dirección de ellas.
- d) Las paredes deberán tener una distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales; para ello, la excentricidad torsional calculada estáticamente (e_s) no debe exceder del 10 por ciento de la dimensión en planta B de la vivienda en la dirección paralela a dicha excentricidad (figura 3.28).

La excentricidad torsional (e_s) puede ser calculada como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de las paredes con respecto al centro de cortante del entrepiso, dividida por el área efectiva total de las paredes orientadas en la dirección de análisis (Ec. 3.24).

El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal de la pared, A_T , y el factor FAE definido como:

$$FAE = 1, \text{ si } H/L \leq 1.33$$

$$FAE = [1.33 L/H]^2, \text{ si } H/L \geq 1.33$$

Donde, H es la altura libre de la pared y L es la longitud efectiva de la pared.

Si la excentricidad torsional (e_s) excede del 10 por ciento de la dimensión en planta B de la vivienda en cualquiera de las dos direcciones de análisis, el profesional debe llevar a cabo el análisis utilizando el Método Estándar.

$$e_s = \frac{\left| \sum_i^n x_i F_{AEi} A_{Ti} \right|}{\sum_i^n F_{AEi} A_{Ti}} \leq 0.1 B \quad (3.24)$$

Donde:

A_T = Área bruta de la sección transversal de la pared o segmento de pared, en m².

- B = Dimensión en planta del entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad torsional estática, e_s , en metros.
- FAE = Factor de área efectiva de las paredes de carga.
- x = Distancia entre el centro de cortante del entrepiso y la pared de interés, con signo, ortogonal a la dirección de análisis, usada para calcular la excentricidad torsional estática, e_s , en metros.



Figura 3.28

Requisito de excentricidad torsional para considerar una distribución simétrica de las paredes en una dirección.

▪ **Método simplificado A.**

Si se cumplen los requerimientos mínimos descritos anteriormente, el profesional puede utilizar el Método Simplificado A, garantizando que en la primera planta, la suma de las resistencias al corte en cada dirección sea igual o mayor a la fuerza cortante sísmica total que actúa sobre dicho entrepiso, es decir:

$$\sum \text{Capacidad a Cortante de las paredes en la dirección de análisis} \geq \text{Cortante Sísmico en la dirección de análisis}$$

En este procedimiento simplificado se hará caso omiso de los efectos de torsión y de los momentos de volteo. Para el cálculo de la fuerza cortante sísmica se utilizarán los coeficientes indicados en la Tabla 3.5 (página 118, de este documento).

Para la revisión de la capacidad a corte del entrepiso, los esfuerzos cortantes admisibles en la mampostería para la combinación de cargas muertas y vivas, calculados sobre el área neta, no deben exceder los que se indican a continuación:

- Mampostería con refuerzo interior 2.5 kg/cm² (0.25 MPa) ó $0.30 \sqrt{f'_m}$
- Mampostería confinada... 1.5 kg/cm² (0.20 MPa) ó $0.30 \sqrt{f'_m}$

Donde f'_m , es la resistencia a compresión de la mampostería.

Para la revisión sísmica se permite incrementar los esfuerzos admisibles en un 33%.

▪ **Método simplificado B.**

En el Método Simplificado B, el cálculo de la excentricidad torsional (e_s) indicado anteriormente y la verificación de la resistencia al corte de acuerdo con el Método Simplificado A, pueden ser obviados si la suma de las longitudes efectivas de las paredes en cada dirección es mayor a la obtenida por medio de la ecuación 3.25.

$$L_{\min} = \frac{C_{DP} A_P}{t_{eq}} \quad (3.25)$$

Donde:

L_{\min} = Suma de las longitudes efectivas de las paredes estructurales en cada dirección, en metros.

C_{DP} = Coeficiente que se lee en la Tabla 3.9.

A_p = Área de construcción de la vivienda, en m², que se calcula como el área de entrepiso más el área de cubierta. Si la cubierta es liviana, de fibrocemento, zinc- aluminio o de material equivalente en peso, el área de la cubierta puede ser reducida en un 40 por ciento. Si la cubierta es de teja, la longitud L_{\min} se debe incrementar un 5 por ciento.

t_{eq} = Espesor equivalente de las paredes estructurales, en mm. (Se tomaran los valores de la tabla 3.2, página 111 de este capítulo).

Tabla 3.9 Coeficiente C_{DP}.		
ZONA SISMICA	C_{DP}	
	Paredes con refuerzo interior	Paredes confinadas
Zona I	7.6*	12.75
Zona II	5.7*	10.00

*El valor C_{DP} se puede reducir un 10% para el caso de mampostería con refuerzo interior con todas las celdas llenas.

La longitud efectiva de cada pared se calcula como la longitud de la pared multiplicada por el factor FAE indicado en el cálculo de la excentricidad torsional.

A continuación se presenta un pequeño ejemplo que ilustra la aplicación de esta metodología.

Se tiene una vivienda de dos plantas con 6 metros de frente por 8 metros de fondo. La vivienda se construirá en la ciudad de Santa Ana, que se encuentra ubicada en la Zona de Riesgo Sísmico I, será de dos niveles con cubierta ligera de fibro cemento. Las paredes serán de mampostería confinada con refuerzo interior y tendrán un espesor nominal de 15 cm. El refuerzo se colocará a cada 60 cm de separación como máximo.

$$\text{Área entrepiso} = 6 \times 8 = 48 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de cubierta} = 6 \times 8 \times 0.60 = 28.8 \text{ m}^2$$

El factor de 0.6 utilizado para calcular el área de la cubierta es por tratarse del caso de una cubierta ligera.

$$A_p = (6 \times 8) + (6 \times 8) \times 0.60 = 76.8 \text{ m}^2$$

Con A_p total = 76.8 m², $C_{DP} = 7.6$ y $t_{eq} = 104.1$ (Ver Tabla 3.2) para refuerzo @ 60 cm.

$$L_{\min} = \frac{(7.6 \times 76.8)}{104.1} = 5.61 \text{ m}$$

Será necesario disponer de paredes estructurales con una longitud efectiva no menor de 5.61 m en cada dirección.

Si la separación del refuerzo vertical en las paredes de primera planta se reduce a 40 cm, entonces el espesor efectivo de la pared se incrementa a 114.3 mm. Entonces,

$$L_{\min} = \frac{(7.6 \times 76.8)}{114.3} = 5.11 \text{ m}, \text{ en cada dirección.}$$

En el caso de llenar todas las celdas con concreto o mortero de relleno, el espesor efectivo se incrementa a 142.2 mm. Entonces,

$$L_{\min} = \frac{(7.6 \times 76.8)}{142.2} = 4.10 \text{ m}, \text{ en cada dirección.}$$

Esta longitud se puede reducir en un 10% por tratarse de mampostería con refuerzo interior con todas las celdas llenas:

$$L_{\min} = 4.10 \times 0.90 = 3.69 \text{ m}, \text{ en cada dirección.}$$

En viviendas usualmente la densidad de paredes es alta en una dirección y en la otra generalmente es baja. En esta situación podría ser ventajoso llenar todas las celdas con mortero o concreto de relleno para disminuir la longitud efectiva de las paredes en esa dirección y tratar de satisfacer de esa manera los requerimientos del proyectista arquitectónico.

Como se expuso al inicio de esta sección, para realizar un análisis más apegado a la realidad de las paredes acopladas, se ha desarrollado un método conocido como "CONEXIÓN DE CORTANTE" el cual evalúa las fuerzas internas que se desarrollan en los cargaderos (vigas de conexión) y en las porciones sólidas de pared (pilastras)

producto del acoplamiento. El método fue desarrollado por Alexander Coull y con algunas adaptaciones se describe a continuación.

II. Método de la conexión de cortante³⁷.

El método se basa en la técnica de la conexión continua en la cual la estructura y la distribución de esfuerzos resultantes son asumidas continuos en todas partes. La teoría ha sido desarrollada para el caso general de cualquier número de niveles de referencia y en consecuencia las fórmulas aparecen de manera complicada. En todo caso, se asume solo para unos pocos niveles, se dice que serán usados no más de cinco o seis pisos.

Una aproximación previa a este problema se basó en la asunción de un sistema discreto de conexiones, formados por vigas de conexión o losas de piso, puede ser reemplazado por un medio continuo equivalente. Para asumir que las vigas transversales tienen sus puntos de contra flecha a la mitad del claro, y que la deflexión axial es mínima, el comportamiento de este tipo de sistemas puede ser expresado como una simple ecuación diferencial de segundo orden lo cual da una solución general para este problema.

La figura 3.29 muestra como las vigas de conexión de rigidez individual EI_p , son reemplazados por un medio continuo o lámina de rigidez EI_p/h por unidad de altura. Asumiendo que las vigas de conexión no se deforman axialmente bajo la acción de carga lateral, ambas paredes deflectarán igual, con el punto de contra flecha ocurriendo en el punto medio de cada viga de conexión.

Entonces, si las láminas son consideradas cortadas en sus puntos medios, la única fuerza que actúa en la sección de corte es la fuerza cortante de intensidad “q” por unidad de altura “x”. Pero considerando las deformaciones de la lámina recortada, primero se establecen las condiciones de compatibilidad las cuales plantean que las deformaciones relativas resultantes no ocurren en el corte.

³⁷ Aguirre Orellana, Mario y otros, “Análisis de estructuras de Mampostería Reforzada”. Capítulo III. P. 133. (Tesis UES, 1991).

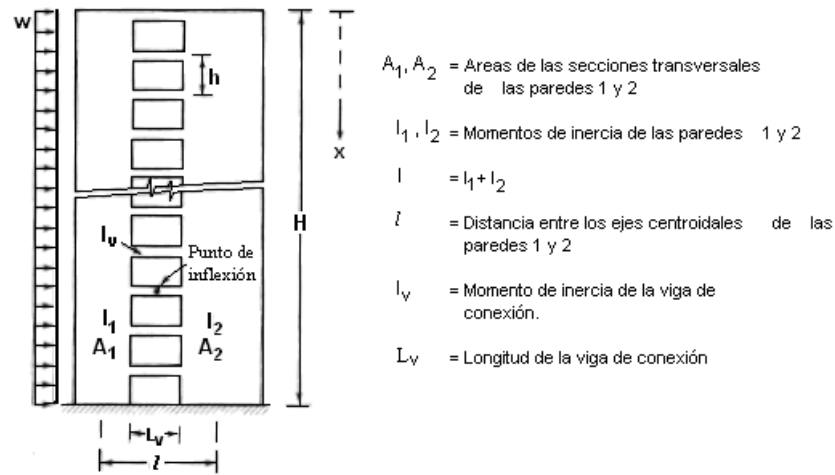


Figura 3.29

Paredes de corte acopladas. Medio continuo equivalente.

Esto conduce a la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d^2T}{dx^2} - \alpha^2 T = -\beta x^2 \quad (3.26)$$

Donde:

$$\alpha^2 = \frac{12I_v}{hL_v^3} \left(\frac{l^2}{I} + \frac{A}{A_1 \cdot A_2} \right) ; \quad A = A_1 + A_2$$

$$\beta = \frac{1}{2} w l \left(\frac{12I_v}{h \cdot L_v^3} \right) \frac{1}{I} ; \quad I = I_1 + I_2$$

$$T = \int_0^x q dx$$

$$= \frac{2\beta}{\alpha^4} \left(1 + \frac{\sinh \alpha h - \alpha h}{\cosh \alpha h} \sinh \alpha x - \cosh \alpha h + \frac{1}{2} \alpha^2 x^2 \right)$$

Sin embargo, la solución basada sobre esta ecuación diferencial definida en “q”, el cual representa la fuerza cortante total en la conexión continua para la posición “x”, resulta muy laboriosa para el procedimiento de diseño.

Por esto, es más conveniente una aproximación al análisis de las paredes de corte acopladas, con los siguientes resultados.

▪ **Esfuerzos en la pared.**

La distribución completa de los esfuerzos, mostrada en la figura 3.30b, en cualquier sección; consiste en la superposición de un esfuerzo axial uniforme y un esfuerzo lineal de flexión, que puede derivarse de una superposición alternativa de dos distribuciones de esfuerzos de flexión para:

1. Un esfuerzo de flexión obtenido al asumir que el sistema de pared actúa como un simple voladizo compuesto, con el eje neutro en el centroide de las dos paredes (figura 3.30c).
2. Dos distribuciones lineales de esfuerzos obtenidos suponiendo que las paredes actúan en forma independiente, con el eje neutro localizado en el centroide de cada pared. Figura 3.30d.

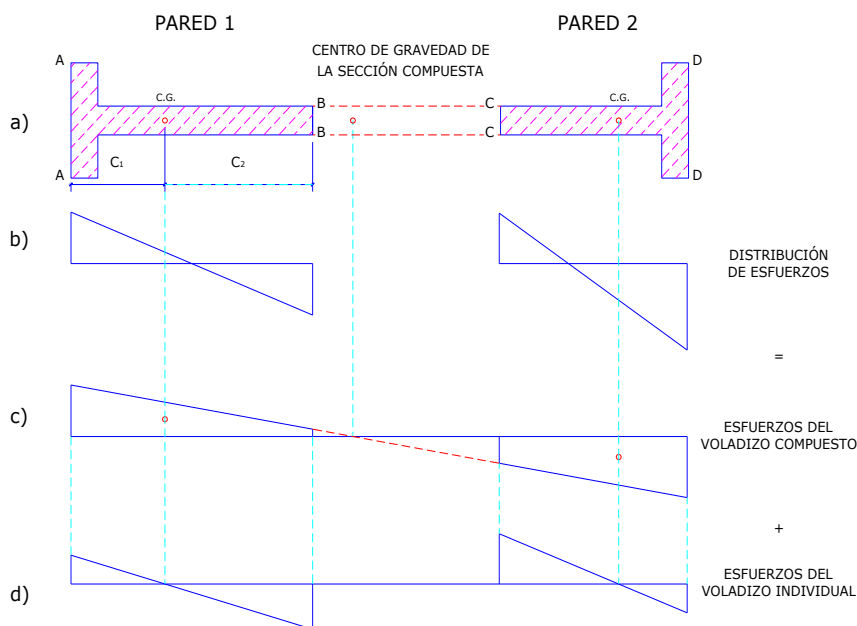


Figura 3.30 Distribución de esfuerzos en paredes 1 y 2. Superposición de distribución de esfuerzos debido a la acción del voladizo individual y compuesto.

Entonces considerando esos dos modelos de esfuerzos, se tienen:

a) Acción del voladizo compuesto.

$$\text{Momento en cualquier sección: } M = \frac{1}{2} wx^2 \cdot \frac{K_2}{100}$$

Donde: K_2 representa el porcentaje de carga soportado por la acción compuesta del voladizo y se obtiene del gráfico 3.1.

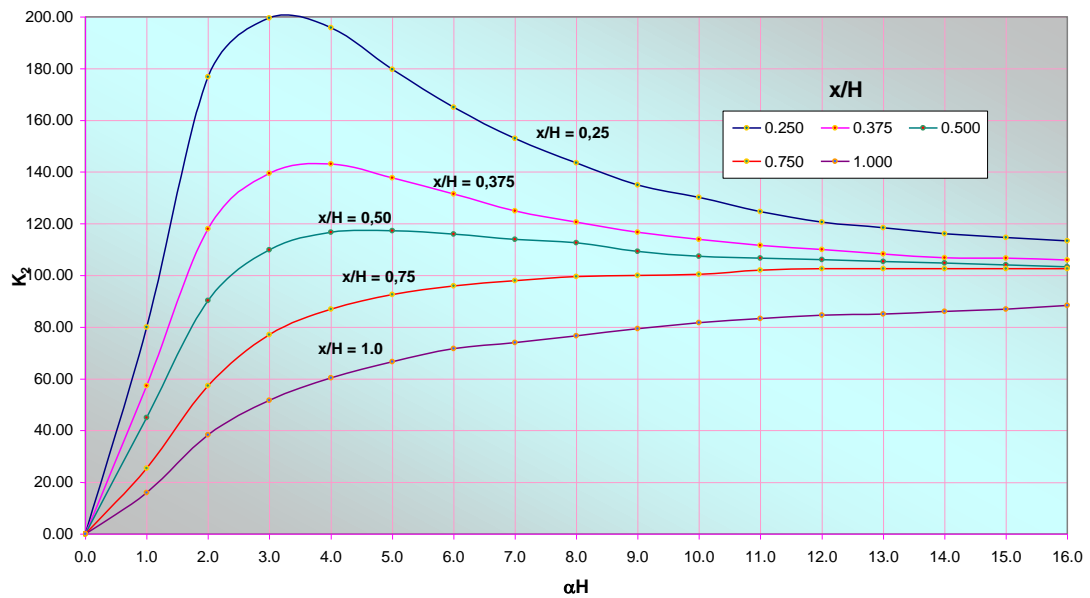


Gráfico 3.1 **variación de los esfuerzos flexionantes en la pared. Factor K_2 .**

Luego los esfuerzos en las fibras extremas del voladizo compuesto en la pared 1 con extremos A y B, se obtiene así:

$$\sigma_A = \frac{wx^2}{2I'} \left(\frac{A_2 l}{A} + C_1 \right) \cdot \frac{K_2}{100} \tag{3.27}$$

$$\sigma_B = \frac{wx^2}{2I'} \left(\frac{A_2 l}{A} - C_2 \right) \cdot \frac{K_2}{100} \tag{3.28}$$

Donde:

$I_{CG} = I_1 + I_2 + \frac{A_1 A_2}{A} l^2$, que representa el momento de inercia del voladizo compuesto.

$A = A_1 + A_2$, es la suma de las áreas de la pared 1 y 2.

C_1 y C_2 = son la distancia desde el centro de gravedad de la pared a los extremos A y B de la misma.

l = Distancia entre los ejes centroidales entre las paredes 1 y 2.

Expresiones similares se obtienen para la pared 2.

b) Acción del Voladizo Individual.

Los momentos en esa pared M_1 y M_2 , en cualquier nivel “x”, son expresados como:

$$M_1 = \frac{1}{2} wx^2 \cdot \frac{I_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100} \quad \text{y} \quad M_2 = \frac{1}{2} wx^2 \cdot \frac{I_2}{I} \cdot \frac{K_1}{100}$$

Donde: K_1 representa el porcentaje de carga que soporta la acción del voladizo individual y se obtiene del gráfico 3.2.

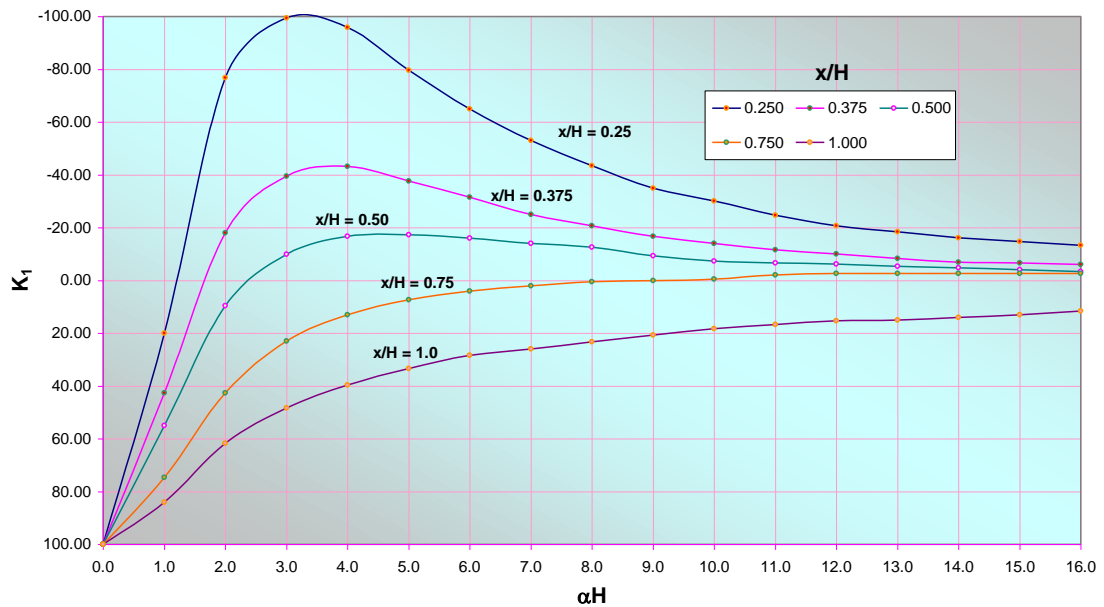


Gráfico 3.2 Variación de los esfuerzos flexionantes en la pared. Factor K_1 .

Los esfuerzos en las fibras extremas de la pared 1 del voladizo individual serán:

$$\sigma_A = \frac{M_1 C_1}{I_1} = \frac{1}{2} w x^2 \cdot \frac{C_1}{I} \cdot \frac{K_1}{100} \quad (3.29)$$

$$\sigma_B = -\frac{M_1 C_2}{I_1} = -\frac{1}{2} w x^2 \cdot \frac{C_2}{I} \cdot \frac{K_1}{100} \quad (3.30)$$

Expresiones similares se obtienen para la pared 2.

Estas expresiones se basan en la asunción que las deformaciones axiales en las vigas de conexión pueden ser ignoradas ya que las paredes deflectan igualmente, además, las cargas que ellas soportan serán proporcionales a sus rigideces.

c) Esfuerzos en las vigas de conexión.

Para obtener los esfuerzos en las vigas de conexión se tiene:

$$q = \frac{dT}{dx} = \frac{w \cdot H}{l} \cdot \frac{1}{\mu} \cdot K_3$$

Donde:

q = es la fuerza cortante por unidad de altura en el sistema continuo equivalente.

$$\mu = 1 + \left(\frac{A}{A_1 A_2} \right) \cdot \left(\frac{I}{l^2} \right)$$

K_3 = constante que se obtiene del gráfico 3.3.

Si la ecuación es diferenciada, la máxima intensidad de la fuerza cortante será:

$$q_{máx.} = \frac{wH}{l} \frac{1}{\mu} (K'_3) \quad (3.31)$$

Donde:

K'_3 (del gráfico 3.3) es el valor de K_3 evaluado en la posición donde ocurre la máxima intensidad de fuerza cortante.

d) Deflexiones.

La relación momento-curvatura para cada pared esta dada por:

$$EI \cdot \frac{d^2Y}{dx^2} = \frac{1}{2}wx^2 - Tl$$

Donde: $Y = \Delta$ = deflexión horizontal para cualquier altura “x”.

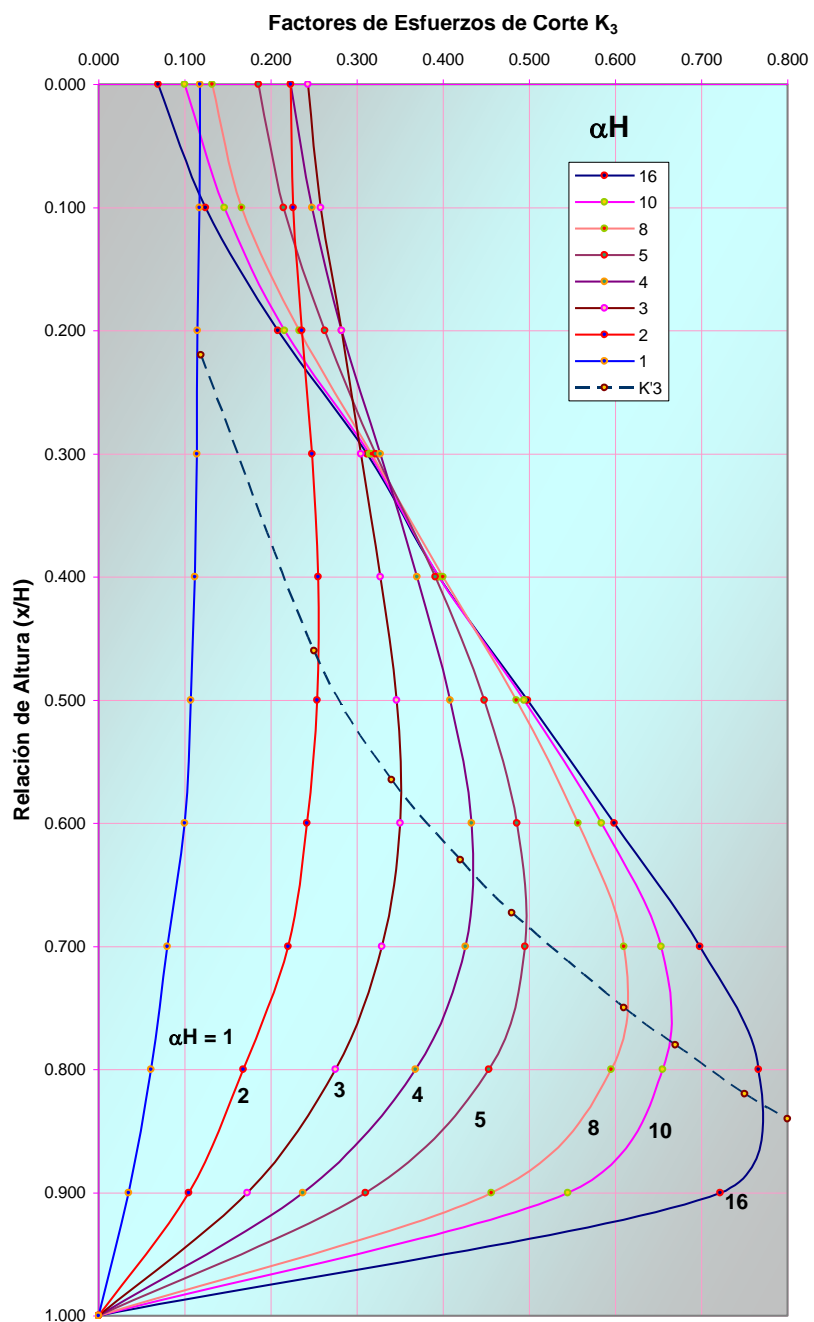


Gráfico 3.3

variación de los esfuerzos en la viga de conexión.
Factores K_3 y K'_3 .

Integrando esta expresión dos veces, produce la expresión para la deflexión Δ , cuando las condiciones de frontera apropiadas, han sido incluidas. Entonces la deflexión máxima en el nivel superior de la estructura se obtiene como:

$$\Delta_m = \frac{1}{8} \frac{wH^4}{EI} \cdot K_4 \quad (3.32)$$

Donde:

K_4 se obtiene del gráfico 3.4.

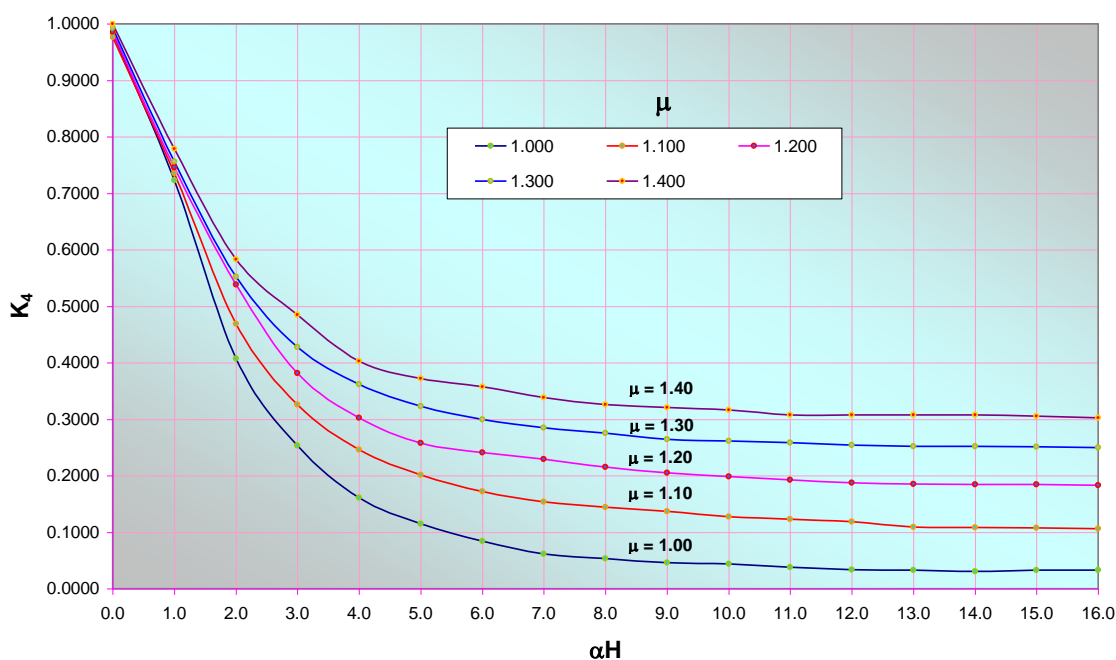


Gráfico 3.4

variación de la deflexión. Factor K_4 .

Las curvas así desarrolladas, presentan un procedimiento práctico para evaluar rápidamente los esfuerzos y deflexiones de las paredes de corte acopladas³⁸. Estas son generales y contemplan cualquier forma de pared; así, las secciones de paredes actuando como patines, pueden ser incorporadas dentro del análisis (no obstante, para el análisis de viviendas de una y dos plantas considerado en este documento, conservadoramente podemos despreciar estos elementos).

³⁸ En el anexo 3 se han tabulado los valores de las gráficas para facilitar su lectura.

Sin embargo, estas curvas no proporcionan la magnitud de las fuerzas axiales en las vigas de conexión y las fuerzas cortantes en las paredes acopladas, para lo cual se puede realizar el siguiente análisis:

- a) Transformar los esfuerzos, obtenidos en el voladizo compuesto y en el voladizo individual, a fuerzas en las vigas de conexión y paredes acopladas.
- b) Utilizar directamente las formulas obtenidas al desarrollar la ecuación diferencial de segundo orden, presentada anteriormente.

Análisis del voladizo compuesto y del voladizo individual.

El análisis que a continuación se presenta, esta basado en la metodología expuesta anteriormente, para el método de la conexión de cortante. Con este procedimiento se pretende cuantificar las acciones internas (fuerza cortante y momento flector) que se desarrollan en los cargaderos.

En la figura 3.31, se muestra esquemáticamente una pared con una abertura, la cual se encuentra sometida a la acción de una fuerza cortante y un momento de volteo proveniente del análisis estático, producto de estas fuerzas, es que se generan acciones internas que es necesario cuantificar para evaluar si los elementos se encuentran adecuadamente reforzados. Estas acciones son:

1. Cortante en la viga de conexión (cargadero).
2. Momentos y fuerzas axiales en las porciones sólidas de pared alrededor de la abertura.

1. Cortante en la viga de conexión.

El cortante en el cargadero lo obtenemos fácilmente, multiplicando el $q_{m\acute{a}x}$ obtenido de la ecuación 3.31 por la altura de la pared (h), así, si denotamos a Q como la fuerza cortante, tenemos:

$$Q = q_{m\acute{a}x} \cdot h \quad (3.32)$$

Donde:

Q: Es la fuerza cortante actuando en el cargadero, Ton.

$q_{\text{máx}}$: Máxima intensidad de la fuerza cortante en el cargadero, Ton/m.

h : Altura de la pared, m.

Podemos reescribir la ecuación para $q_{\text{máx}}$ dada en la ecuación 3.31, si hacemos que $V = wh$, sustituyendo en la ecuación 3.32 resulta:

$$Q = \left[\frac{wh}{l} \cdot \frac{1}{\mu} \cdot K'_3 \right] \cdot h$$

$$Q = \left[\frac{V \cdot K'_3}{\mu \cdot l} \right] \cdot h \quad (3.33)$$

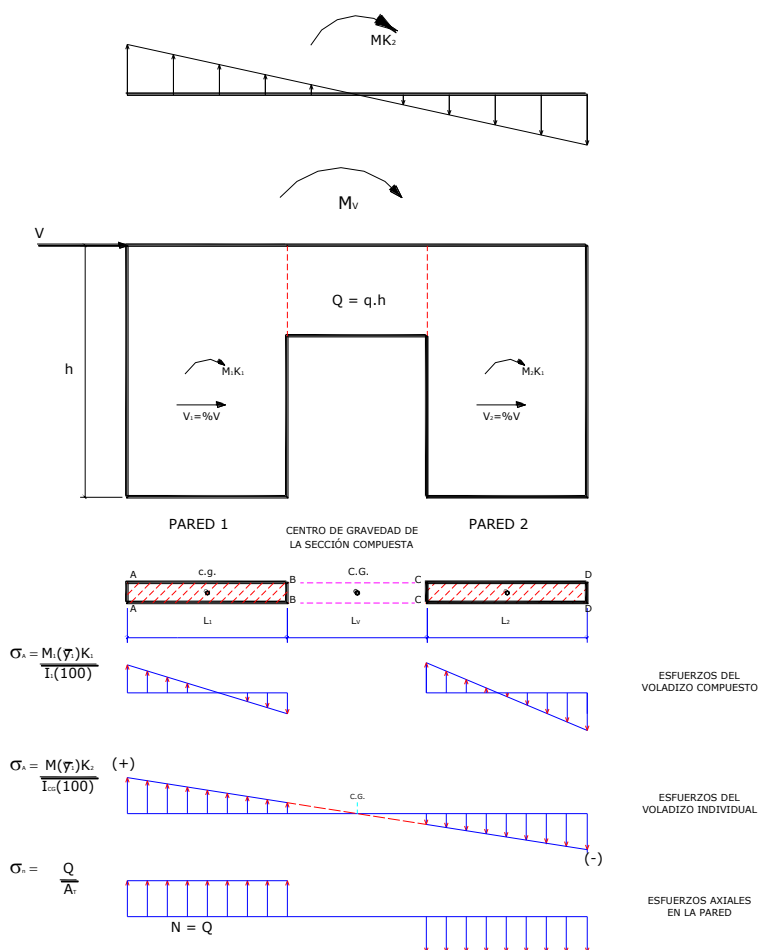


Figura 3.31

Esfuerzos actuantes en la pared.

2. Momentos y fuerzas axiales en las porciones sólidas de pared.

Ahora, para determinar los momentos en las porciones sólidas de pared se considerará la acción del voladizo compuesto y del voladizo individual. Por ejemplo, para analizar la pared 1 de la figura 3.31, tenemos que considerar la acción de acoplamiento entre las paredes, por lo que en la figura 3.32, se presentan los esfuerzos axiales y de flexión que se generan en estos elementos y que se transformarán en los momentos y fuerzas axiales internas en la pared, en base al siguiente análisis.

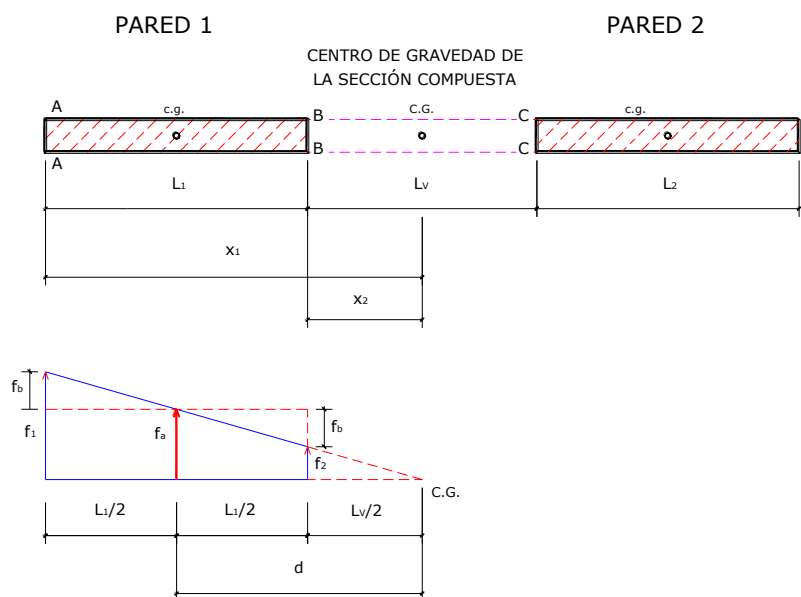


Figura 3.32

Diagrama de esfuerzos.

De la figura:

- f_a : Esfuerzo axial en el centroide de la pared .
- f_b : Esfuerzo flexionante.
- L_1 : Longitud de la pared 1.
- L_v : Longitud de la viga de conexión (cargadero).
- C.G.: Centro de gravedad de la sección compuesta.
- c.g.: Centro de gravedad de la pared 1.
- x_1 : Distancia del C.G., al borde A de la pared 1.
- x_2 : Distancia del C.G., al borde B de la pared 1.

d: Distancia del c.g. de la pared 1, al C.G.

a) Voladizo compuesto.

En el caso del voladizo compuesto, el análisis se divide en un esfuerzo axial y un esfuerzo de flexión, tal como se muestra a continuación.

a.1) Esfuerzo axial.

Si sabemos que:

$$f = \frac{P}{A} = \frac{M_v x}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100}$$

$$f_1 = \frac{M_v x_1}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} \quad \text{y} \quad f_2 = \frac{M_v x_2}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} \quad (3.34)$$

f_1 y f_2 , representan los esfuerzos en los bordes de la pared 1, figura 3.32.

Donde:

M_v : Momento de volteo (de la figura 3.31, $M_v = F \cdot H$).

I_{CG} : Inercia de la sección compuesta, ($I_{CG} = I_1 + I_2 + \frac{A_1 A_2}{A} l^2$).

El esfuerzo axial, f_a , será:

$$f_a = f_2 + \frac{(f_1 - f_2)}{L_1} \cdot (L_1 / 2) \quad (3.35)$$

Sustituyendo 3.34 en 3.35:

$$f_a = \frac{M_v x_2}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} + \frac{1}{2} \left(\frac{M_v x_1}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} - \frac{M_v x_2}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} \right)$$

$$f_a = \frac{M_v}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} * \left(x_2 + \frac{1}{2} x_1 - \frac{1}{2} x_2 \right)$$

$$f_a = \frac{M_v}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} * \left(\frac{1}{2} x_1 + \frac{1}{2} x_2 \right) \quad (3.36)$$

$$\text{Si: } x_2 = \frac{L_v}{2} \quad \text{y} \quad x_1 = L_1 + \frac{L_v}{2}$$

$$\text{Y hacemos } d = \frac{L_1}{2} + \frac{L_v}{2}$$

Sustituyendo en la ecuación (3.36), tenemos:

$$f_a = \frac{M_v d}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} \quad (3.37)$$

La fuerza axial que absorbe la pared producto del acoplamiento es:

$$P_i = f_a A_i = \frac{M_v d A_i}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100}$$

Donde:

A_i : Área de la pared i.

Para obtener la fuerza axial total que absorbe la pared 1, se debe adicionar el valor Q que se transforma en una fuerza axial en las porciones sólidas de pared, así:

$$P_{T1} = \frac{M_v d A_1}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} + Q \quad (3.38)$$

a.2) *Esfuerzo de flexión.*

El momento de flexión del voladizo compuesto, se obtiene de la siguiente manera:

$$f_b = f_1 - f_a \quad (3.39)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.34 y 3.37 en la ecuación 3.39, se obtiene:

$$f_b = \frac{M_v x_1}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} - \frac{M_v d}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100}$$

$$f_b = \frac{M_v}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} (x_1 - d) \quad (\text{Esfuerzo de flexión local})$$

$$\text{Pero: } f_b = \frac{M_1''(L_1/2)}{I} = \frac{M_v}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100} (x_1 - d)$$

$$\text{De la figura 3.32, podemos observar que: } \frac{L_1}{2} = x_1 - d$$

$$\frac{M_1''}{I} = \frac{M_v}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100}$$

$$M_1'' = M_v \frac{I}{I_{CG}} \cdot \frac{K_2}{100}$$

b) Voladizo individual.

Por lo tanto, la expresión del voladizo individual se obtiene únicamente sustituyendo el factor K_2 por el correspondiente para K_1 , en la expresión anterior, como se muestra a continuación:

$$M_1'' = M_v \frac{I}{I_{CG}} \cdot \frac{K_1}{100}$$

Donde:

I: inercia de las secciones netas individuales (ΣI_i).

Luego, el momento total que absorbe la pared "1", es igual a la suma del momento del voladizo compuesto y el voladizo individual; o sea:

$$M_{T1} = M_1' + M_1'' \quad (3.40)$$

Finalmente, en la figura 3.33 se muestra esquemáticamente las fuerzas resultantes del análisis de paredes acopladas.

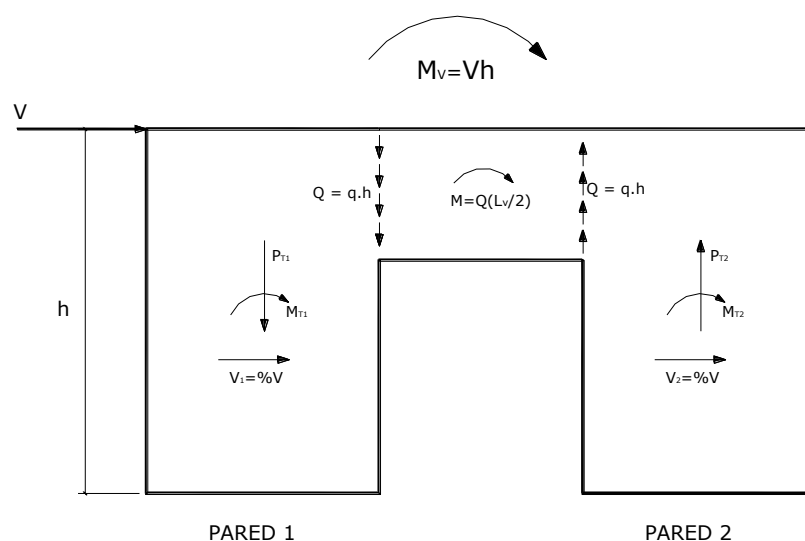


Figura 3.33

Fuerzas resultantes producto del acoplamiento.

La misma metodología se aplicará para obtener las acciones internas para la pared “2”.

3.4.1.2 Revisión de paredes sometidas a flexión lateral.

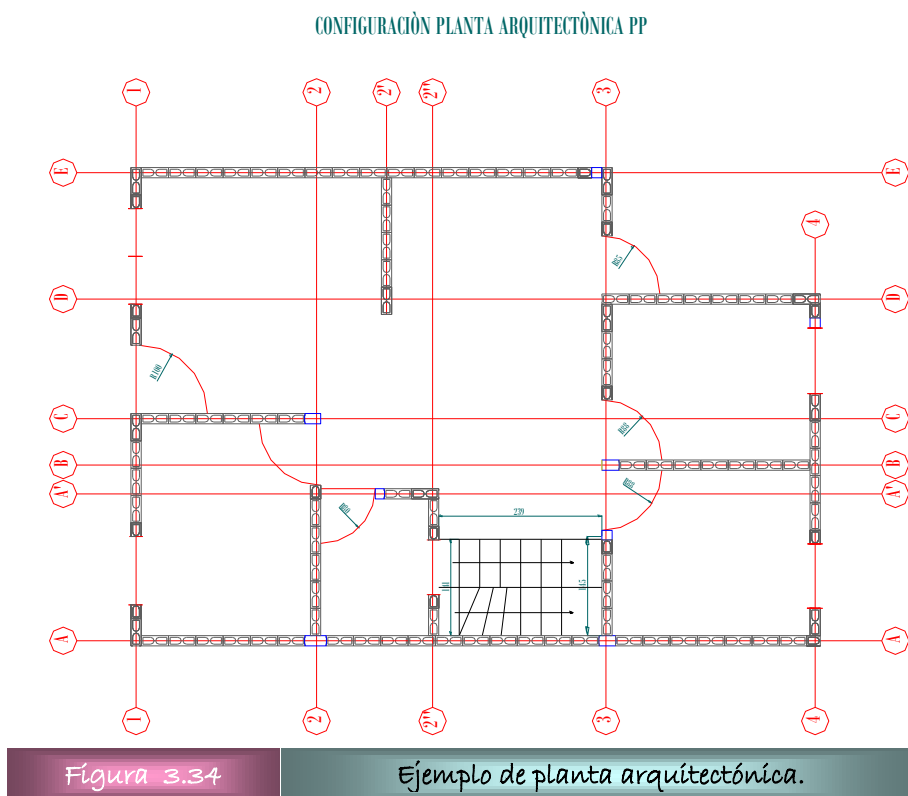
Tal como lo estipula la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, las paredes de segunda planta y las de primera planta con cubiertas flexibles deben ser analizadas como losas apoyadas en sus cuatro bordes (ver sección 3.3.3), esto con el objeto de revisar su resistencia a flexión lateral.

Sin embargo, el análisis de losas perimetralmente apoyadas es bastante complejo, es por ello que debemos buscar soluciones aproximadas que permitan simplificar el análisis. El uso de tablas de coeficientes de momento tal como el presentado por la PCA o por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, constituyen una herramienta de cálculo para resolver las acciones internas del modelo de pared establecido.

Observemos la planta arquitectónica mostrada en la figura 3.34, ubicándonos en el eje E, entre los ejes 1 y 2'; tenemos una pared que puede ser modelada como se muestra en la figura 3.35, considerando que las paredes de los ejes 1 y 2' (perpendiculares a ella) le

proporcionan un apoyo lateral que le restringen a manera de generar un empotramiento al igual que en su base por la cimentación, en la parte superior dependiendo del tipo de coronamiento, este puede ser considerado como un apoyo (articulación, en el caso de tener una solera que tenga una sección tal que sea capaz de proveer esta condición) o ser considerada como si estuviera libre (en al caso de tener una solera que este conformada por los típicos bloques solera).

La carga W es la sumatoria de las cargas vivas y muertas producto de la masa inercial de la pared misma multiplicada por su coeficiente sísmico y esta en unidades de fuerza entre área, la fuerza W que actúan sobre el plano de la pared será repartida en función del área tributaria de manera similar a las losas. Tal como se muestra en la figura 3.36.



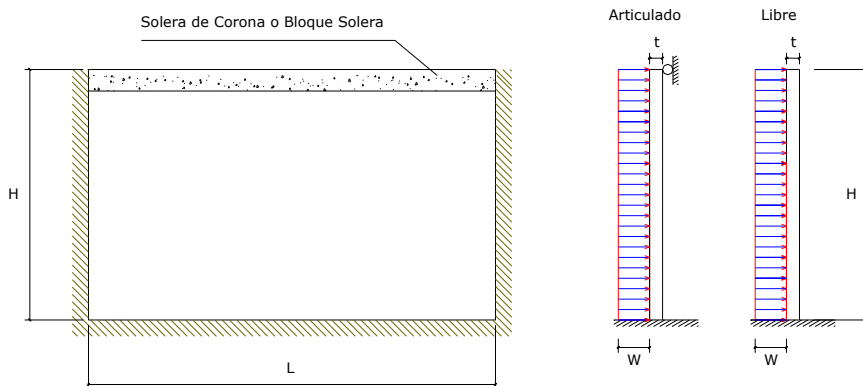


Figura 3.35

Modelo de pared entre los ejes 1 y 2'.

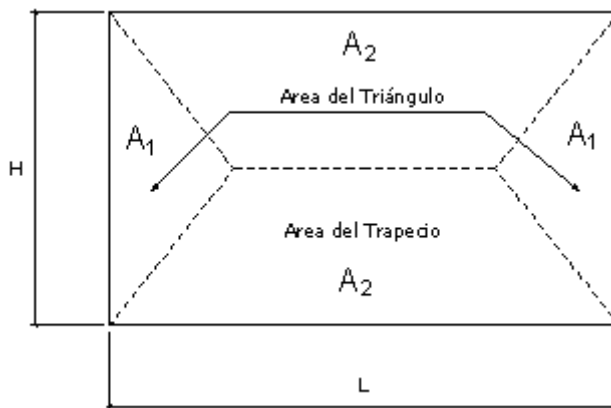


Figura 3.36

Distribución del área tributaria en un tablero de pared o losa.

La evaluación de estas áreas se realiza como se muestra a continuación:

Área del triángulo.

$$A_1 = \frac{(H) \left(\frac{H}{2} \right)}{2} = \frac{H^2}{4}$$

Área del trapecio.

$$A_2 = \frac{H \cdot L}{2} - A_1 = \frac{H \cdot L}{2} - \frac{H^2}{4}$$

$$A_2 = \frac{H}{4}(2L - H) = \frac{H}{4}\left(2L - \frac{H \cdot L}{L}\right)$$

$$A_2 = \frac{H \cdot L}{2}(2 - m); \text{ Donde } \implies m = \frac{H}{L}$$

Carga uniforme (Kg/m) en el sentido corto:

$$w_1 = \frac{(carga\ por\ m^2)(A_1)}{H} = \frac{W\left(\frac{H^2}{4}\right)}{H}$$

$$w_1 = \frac{W \cdot H}{4} \tag{3.41}$$

Carga uniforme (Kg/m) en el sentido largo:

$$w_2 = \frac{(carga\ por\ m^2)(A_2)}{L} = \frac{W(H \cdot L)}{4L}(2 - m)$$

$$w_2 = \frac{W \cdot H}{4}(2 - m) \tag{3.42}$$

▪ **Tablas de coeficientes de momento de la PCA.**

A continuación, en las tablas 3.10 y 3.11 se presenta las tablas de coeficientes de momento establecidas por la PCA, en las cuales se distingue dos casos en función de las condiciones de apoyo del tablero (contorno de la pared), es decir, si esta articulado o libre en su extremo superior. Otro aspecto importante de notar de estos modelos es la posición del eje de referencia en el centro del tablero.

Para el uso de las tablas se debe seguir el siguiente procedimiento:

1. Primero necesitamos calcular la relación entre los lados de la pared (L/h) los cuales se encuentran tabulados en la primera columna de la tabla 3.10.
2. La segunda columna representa la relación entre la altura a la cual necesitamos evaluar el momento y la altura total de la pared, esta varía desde una posición $x = 0$ hasta $x = h$, para determinar un recorrido completo de la altura de la pared.

3. En las siguientes columnas se encuentran tabulados los coeficientes de momentos en las dos direcciones principales (M_x y M_y) en función de la posición “y” a la cual deseamos conocer el respectivo valor de coeficiente de momento; podemos observar que este varía de $y = 0$ a $y = b/2$ (de acuerdo a la posición de los ejes de referencia) y por simetría solo se evalúa una porción del tablero de la pared.

▪ ***Método del RCDF para el cálculo de momento flexionante en tableros de losas de concreto reforzado.***

Este análisis al igual que el anterior está desarrollado para resolver acciones internas en losas, sin embargo, se aplicará esta metodología para analizar paredes ya que estas también conforman tableros y pueden tener una condición de apoyo similar al de las losas que pueden estar o no restringidos perimetralmente.

El método antes mencionado puede aplicarse si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de cargas que actúa sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí en más del 50 % del menor de ellos.
4. La relación de carga viva a carga muerta no es mayor que 2.50 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor que 1.50 en otros casos.

Para el establecimiento de dichos coeficientes se toman en cuenta:

- a) La relación m de lados del tablero analizado ($m = a_1/a_2$).
- b) La forma del apoyo perimetral del tablero: monolítico (caso I) o no monolítico (caso II).
- c) Las condiciones de continuidad de los bordes del tablero.

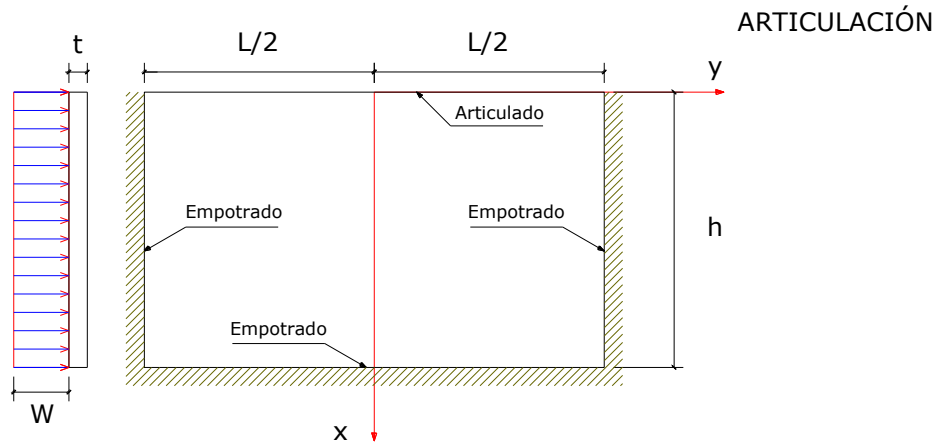


TABLA 3.10 MOMENTOS = COEFICIENTE X Wh²

L/h	x/h	y = 0		y = L/4		y = L/2
		M _x	M _y	M _x	M _y	M _y
4.00	0.000	0.000	-	0.000	-	-
	0.250	0.063	0.013	0.058	0.016	-0.064
	0.375	0.071	0.014	0.066	0.018	-0.076
	0.500	0.064	0.013	0.060	0.016	-0.074
	0.750	0.002	0.000	0.003	0.030	-0.038
	1.000	-0.123	-	-0.117	-	-
3.00	0.000	0.000	-	0.000	-	-
	0.250	0.062	0.014	0.052	0.017	-0.064
	0.375	0.070	0.016	0.059	0.020	-0.076
	0.500	0.063	0.014	0.053	0.019	-0.074
	0.750	0.002	0.001	0.005	0.005	-0.038
	1.000	-0.122	-	-0.107	-	-
2.00	0.000	0.000	-	0.000	-	-
	0.250	0.054	0.018	0.038	0.018	-0.063
	0.375	0.061	0.022	0.043	0.021	-0.075
	0.500	0.056	0.020	0.039	0.020	-0.074
	0.750	0.005	0.005	0.006	0.007	-0.038
	1.000	-0.112	-	-0.082	-	-
1.50	0.000	0.000	-	0.000	-	-
	0.250	0.041	0.022	0.027	0.015	-0.061
	0.375	0.046	0.026	0.029	0.018	-0.072
	0.500	0.043	0.026	0.027	0.018	-0.071
	0.750	0.008	0.010	0.006	0.008	-0.037
	1.000	-0.091	-	-0.061	-	-
1.00	0.000	0.000	-	0.000	-	-
	0.250	0.020	0.021	0.012	0.010	-0.047
	0.375	0.022	0.026	0.012	0.012	-0.056
	0.500	0.021	0.026	0.011	0.011	-0.056
	0.750	0.009	0.013	0.005	0.006	-0.032
	1.000	-0.051	-	-0.032	-	-

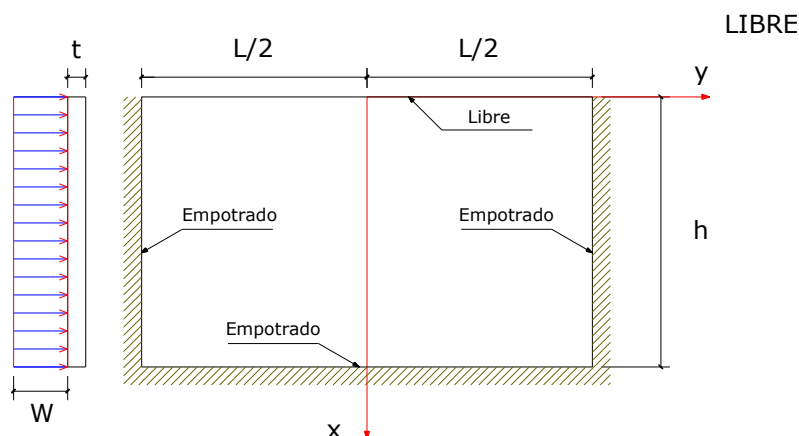


TABLA 3.11 MOMENTOS = COEFICIENTE X Wh^2

L/h	x/h	y = 0		y = L/4		y = L/2
		M_x	M_y	M_x	M_y	M_y
5.00	0.000	0.000	0.027	0.000	0.054	-0.426
	0.250	-0.015	0.015	0.000	0.039	-0.284
	0.500	-0.097	-0.010	-0.058	0.011	-0.153
	0.750	-0.248	-0.047	-0.180	0.029	-0.046
	1.000	-0.469	-	-0.379	-	-
4.00	0.000	0.000	0.052	0.000	0.060	-0.419
	0.250	-0.002	0.036	0.006	0.046	-0.280
	0.500	-0.070	0.004	-0.038	0.018	-0.152
	0.750	-0.211	-0.037	-0.140	-0.019	-0.046
	1.000	-0.431	-	-0.319	-	-
3.00	0.000	0.000	0.086	0.000	0.058	-0.387
	0.250	0.017	0.064	0.011	0.045	-0.265
	0.500	-0.028	0.028	-0.015	0.023	-0.174
	0.750	-0.144	-0.019	-0.088	-0.009	-0.047
	1.000	-0.348	-	-0.233	-	-
2.00	0.000	0.000	0.099	0.000	0.041	-0.280
	0.250	0.027	0.080	0.012	0.034	-0.206
	0.500	0.015	0.047	0.008	0.021	-0.127
	0.750	-0.051	0.005	-0.029	0.002	-0.046
	1.000	-0.202	-	-0.124	-	-
1.50	0.000	0.000	0.080	0.000	0.027	-0.185
	0.250	0.021	0.067	0.009	0.023	-0.148
	0.500	0.022	0.045	0.011	0.017	-0.102
	0.750	-0.012	0.013	-0.006	0.005	-0.042
	1.000	-0.120	-	-0.073	-	-
1.00	0.000	0.000	0.044	0.000	0.012	-0.088
	0.250	0.010	0.040	0.003	0.012	-0.078
	0.500	0.014	0.031	0.007	0.011	-0.063
	0.750	0.006	0.014	0.004	0.006	-0.033
	1.000	-0.053	-	-0.032	-	-

Dada la naturaleza aproximada del método, se sugiere aproximar la relación ($m = a_1/a_2$), al décimo o al medio décimo más cercano (ejemplo: 0.63 a 0.65, 0.88 a 0.90, 0.71 a 0.70) para facilitar el proceso de interpolación si es necesario ésta.

En caso de una relación “m” menor que 0.50, se tomarán los coeficientes que correspondan a la relación 0.00 de la tabla reglamentaria.

En la tabla 3.12 el término borde continuo se refiere a que la losa se prolongue a que la losa se prolongue más allá del borde y borde discontinuo a que no se prolongue.

Para obtener los coeficientes, se entra en la tabla con el valor de m, se establece el caso y el tipo de tablero de acuerdo con las condiciones de apoyo y de continuidad, respectivamente, y se realiza una interpolación, si es necesario, para obtener los coeficientes.

Para establecer el tipo de tablero y el caso correspondiente, se considera la continuidad con los tableros adyacentes, de donde se definen cinco casos que se muestran en la figura 3.37.

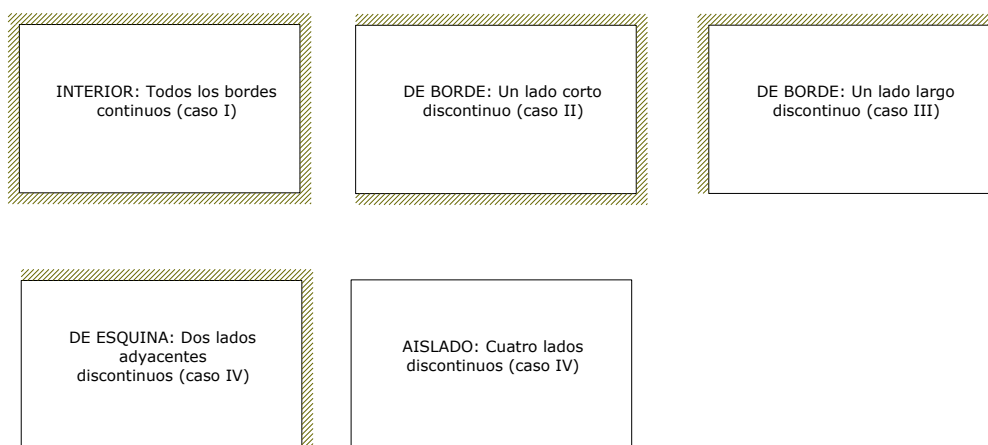


Figura 3.37 Tipos de tableros considerados por el reglamento.

En tableros cuyas condiciones de apoyo no estén contempladas en los casos reglamentarios anteriormente descritos, se recomienda combinarlos. Por ejemplo, en el caso mostrado en la figura 3.38, no esta considerado reglamentariamente, pero

podríamos suponer la franja corta con los valores de coeficientes del caso V (aislado) y la franja larga con los coeficientes del caso IV (de esquina).

Tabla 3.12 Coeficientes para tableros rectangulares, franjas centrales (para franjas extremas multiplíquese los coeficientes por 0.60)																	
TABLERO	MOMENTO	CLARO	RELACIÓN DE LADOS $M = a_1/a_2$														
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0		
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
INTERIOR: TODOS LOS BORDES CONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292	
		LARGO	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	329	330	288	292	
	POSITIVO	CORTO	630	688	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130	
		LARGO	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130	
	DE BORDE: UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
			LARGO	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS		CORTO															
		LARGO	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0	
POSITIVO		CORTO	630	688	329	256	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144	
		LARGO	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135	
DE BORDE: UN LADO LARGO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311	
		LARGO	587	687	465	545	442	513	411	470	379	424	317	384	315	346	
	NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0	
		LARGO															
	POSITIVO	CORTO	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
		LARGO	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
DE ESQUINA: DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364	
		LARGO	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364	
	NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0	
		LARGO	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0	
	POSITIVO	CORTO	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153	
		LARGO	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153	
AISLADO: CUATRO LADOS DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0	
		LARGO	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	
	POSITIVO	CORTO	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830	
		LARGO	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	

CASO I. LOSA COLADA MONOLITICAMENTE CON SUS APOYOS.

CASOII. LOSA NO COLADA MONOLITICAMENTE CON SUS APOYOS.

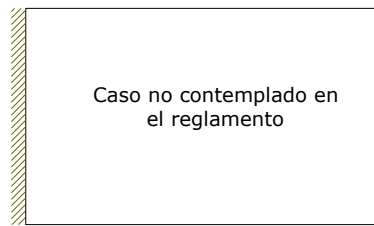


Figura 3.38

Caso no contemplado por el reglamento.

Los valores de momento por unidad de ancho (un metro) en las franjas centrales del tablero analizado se obtienen en los dos sentidos (corto y largo):

$$M_{\text{corto}} = (\text{Coef.}) a_1^2 \times 10^{-4} W$$

$$M_{\text{largo}} = (\text{Coef.}) a_1^2 \times 10^{-4} W$$

Donde: W = Carga total (muerta + viva) en kg/m^2 .

3.4.2 SISTEMAS DE FUNDACION.

Como primer paso para poder establecer un adecuado control de calidad en el diseño de una fundación en particular, se hace necesario contar con un estudio geotécnico que proporcione la información necesaria y suficiente para llevar a cabo un proyecto capaz de brindar seguridad a quienes lo habitarán, según se especifica en la sección 7.1 de la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas. Además, la norma señala que el estudio en cuestión deberá contener:

1. Los resultados de las pruebas de laboratorio.
2. Una descripción de la estratigrafía del sitio.
3. La recomendación sobre los tipos de cimentación a utilizarse y su profundidad de desplante.
4. La capacidad de carga admisible y última del suelo de sustentación, asociada al tipo de cimentación.
5. Los desplazamientos verticales debidos a las cargas que se transmitirán a la masa de suelo y los que pudieran generarse por la saturación de los suelos.
6. Planos de ubicación de los sondeos.

3.4.2.1 Estudio geotécnico.

En cuanto al estudio geotécnico, la norma plantea que para el diseño y construcción de viviendas de una planta (individuales o que formen parte de proyectos habitacionales) la investigación geotécnica deberá considerar como mínimo lo siguiente:

- a) Realizar un número mínimo de exploraciones (sondeos de penetración estándar o pozos a cielo abierto) el cual será determinado de acuerdo con el valor mayor obtenido por las ecuaciones 3.43 ó 3.44.

Donde:

$$NS \geq \frac{B+1}{20} \geq 2 \text{ sondeos.} \quad (3.43)$$

$$NS \geq \frac{AC}{175} \geq 2 \text{ sondeos.} \quad (3.44)$$

NS = Número de sondeos de penetración estándar. Se deberá aproximar al número entero más próximo.

B = Dimensión mayor en planta de la vivienda unifamiliar o del grupo de viviendas, en metros.

AC = Área de construcción de la vivienda unifamiliar o del grupo de viviendas, en m².

Para viviendas de dos plantas (individuales o que formen parte de proyectos habitacionales) el número de sondeos será igual al requerido para viviendas de una planta más un sondeo adicional.

- b) La profundidad de las exploraciones dependerá de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a cuatro metros para viviendas de un nivel ni de seis metros para viviendas de dos niveles, salvo en los casos de encontrarse suelos densos ($N > 50$ golpes / pie), o roca sana y libre de irregularidades, en cuyo caso podrá ser menor. Las profundidades anteriores deberán ser incrementadas o disminuidas de acuerdo a las alturas de corte o rellenos proyectados para terraza.

- c) En suelos arcillosos altamente plásticos (compresibles o expansivos) deberán obtenerse muestras inalteradas para realizar los ensayos de resistencia al esfuerzo cortante y de deformabilidad (consolidación o expansión libre).
- d) Realizar los ensayos de laboratorio para determinar los parámetros de resistencia, al esfuerzo cortante y compresibilidad del suelo.
- e) Analizar los resultados de las exploraciones geotécnicas y los de las pruebas de laboratorio.
- f) Realizar los análisis de capacidad de carga del suelo de cimentación y calcular, en caso de ser necesario, las deformaciones del suelo (elásticas y a largo plazo).
- g) Presentar las recomendaciones sobre los tipos de cimentaciones que podrían utilizarse, la capacidad de carga admisible del suelo y la profundidad de desplante, empujes de tierra en muros, etc. En suelos arcillosos (de media a alta plasticidad), la profundidad de desplante de las cimentaciones deberá ser llevada hasta un nivel tal que no haya influencia por los cambios de humedad o recomendar sistemas de estabilización de suelos que eviten las expansiones y contracciones de los suelos altamente plásticos.

3.4.2.2 Criterios para la revisión estructural.

El sistema de fundación más empleado en nuestro medio para la edificación de viviendas, son las llamadas soleras de fundación, el diseño de estos elementos está basado principalmente en el modelo de cimentación rígida, en el cual se desprecian el efecto elástico del suelo. La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, estipula ciertos requerimientos mínimos que deben satisfacer las cimentaciones de las viviendas de una y dos plantas, entre estos requerimientos se encuentran:

- a) Para proveer un amarre del sistema de cimentación, todas las soleras de fundación deberán conformar cuadros cerrados. Cuando no exista pared, la solera de fundación deberá ser continuada hasta que intercepte a otra (figura 3.39).

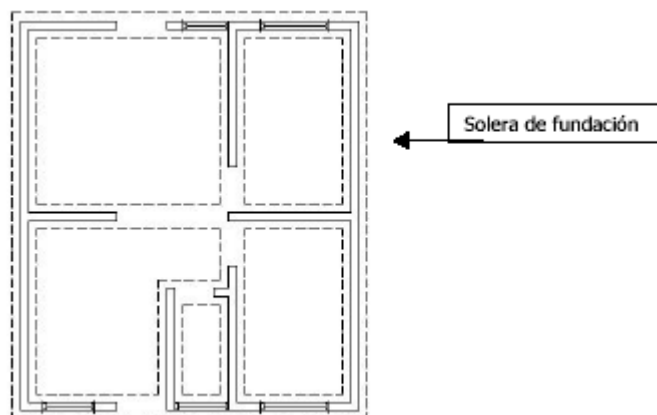


Figura 3.39

Las soleras de fundación deben formar cuadros completos.

- b) Todas las paredes deberán ser cimentadas sobre soleras de fundación y desplantadas a una profundidad no menor de 500 mm.
- c) Para viviendas de un nivel las soleras de fundación deberán tener un ancho mínimo de 300 mm y un peralte mínimo de 200 mm. Para viviendas de dos niveles las soleras de fundación tendrán un ancho mínimo de 400 mm y un peralte mínimo de 250 mm. Si el profesional opta por el Método de Diseño Estándar ó el Método Simplificado A, podrá justificar anchos menores a los indicados, sin embargo en ningún caso el ancho de la solera de fundación para viviendas de un nivel será menor de 300 mm ni de 400 mm para viviendas de dos niveles.

Como una primera revisión en el diseño del sistema de cimentación de la vivienda, se puede establecer la estabilidad global de la fundación, mediante las fórmulas de resistencia de materiales, considerando los esfuerzos por flexión y carga axial, producto de las cargas que transmiten las paredes hasta la cimentación. Así, por ejemplo, si consideramos la planta de fundación con ancho B en todos los elementos, como se muestra en la figura 3.40, tenemos:

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M \bar{y}}{I} \quad (3.45)$$

Donde:

q : Esfuerzo ejercido por el terreno, Ton/m^2 .

P : Carga axial total actuando sobre la vivienda, Ton.

A : Área en planta de las soleras, m^2 .

M : Momento de volteo derivado del sismo, Ton-m.

\bar{y} : Centroide de la solera de fundación en planta, m.

I : Inercia menor de la fundación, m^4 .

Si los esfuerzos debidos a las cargas son menores o a lo sumo iguales que el esfuerzo admisible del suelo (capacidad de carga, proporcionada del estudio de suelos), entonces la fundación se encuentra adecuadamente dimensionada para distribuir estos esfuerzos en la masa de suelo.

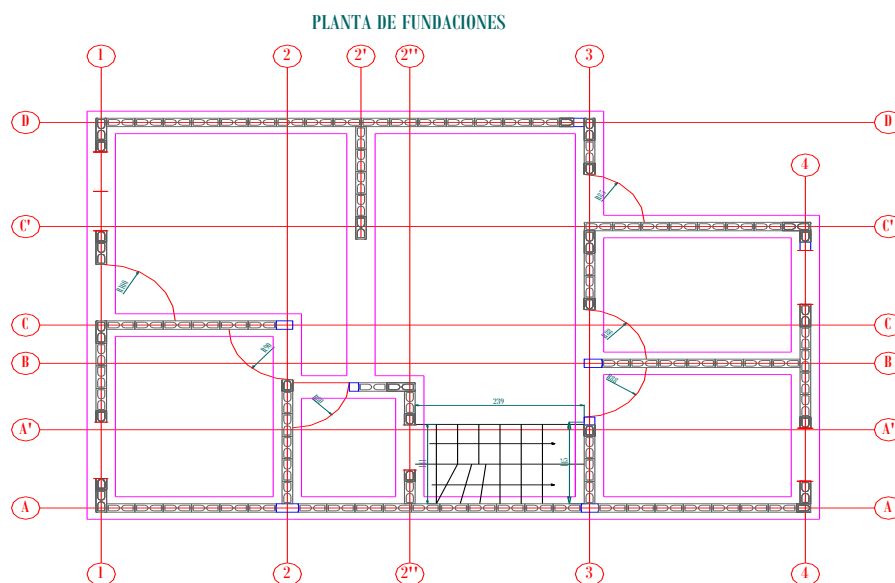


Figura 3.40

Planta de fundaciones.

Para el análisis de una solera en particular, por ejemplo, la del eje 1 de la figura 3.40, que corresponde a la fachada de la vivienda y cuyo modelo se presenta en la figura 3.41. Podemos evaluar las acciones que se desarrollan al interior de un punto en particular de la solera, mediante el equilibrio de las fuerzas involucradas, como lo son las cargas vivas y muertas provenientes del bajado de cargas, el cortante y los momentos

correspondientes a cada porción de pared, que se equilibran con los esfuerzos máximos y mínimos del suelo.

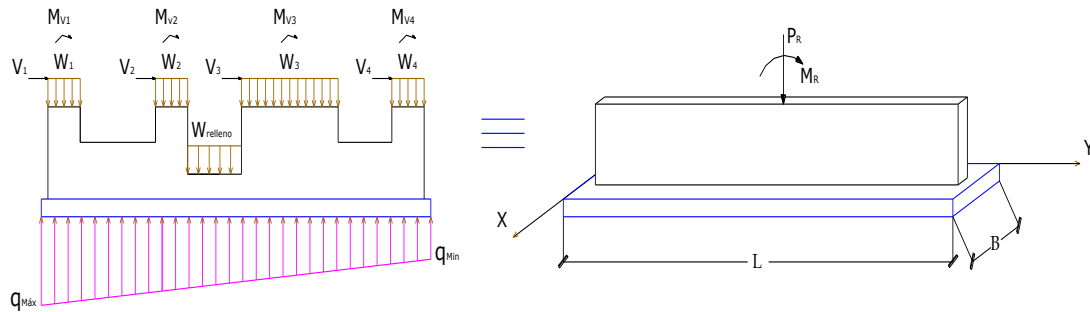


Figura 3.41 Modelo del eje 1.

El cálculo de los esfuerzos ($q_{Máx}$ y $q_{Mín}$), se evalúan en función del valor de la excentricidad con que esta aplicada la carga total (sumatoria de la carga viva más la carga muerta), de la siguiente manera:

$$\text{Para, } e = \frac{M}{P} \leq \frac{L}{6}$$

$$q_{Max} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (3.46)$$

$$q_{Min} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (3.47)$$

Se puede observar, que cuando la excentricidad “e” adopta el valor de $L/6$, $q_{mín}$ es cero. Para $e > L/6$, $q_{mín}$ será negativa, lo que significa que se desarrollará una tensión. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo subyacente. La naturaleza de la distribución de presión sobre el suelo será como se muestra en la figura 3.42b. El valor de $q_{máx}$ es entonces³⁹:

$$\text{Para, } e = \frac{M}{P} > \frac{L}{6}$$

³⁹ Braja M. Das. “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”. Capitulo III. P.148

$$q_{M\acute{a}x} = \frac{2P}{3B\left(\frac{L}{2} - e\right)} \quad (3.48)$$

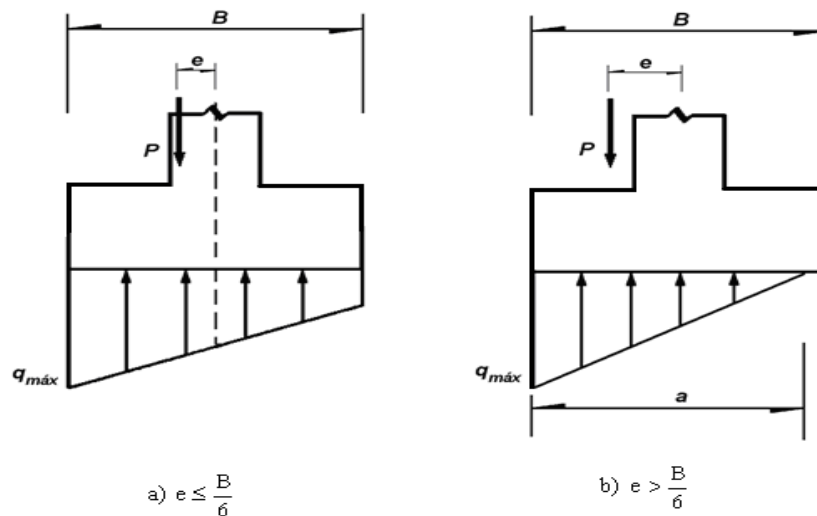


Figura 3.42

Reacción del suelo bajo una cimentación, según la hipótesis de la distribución lineal de presiones.

Conocidas todas las acciones que participan en el modelo, podemos realizar un corte (ver figura 3.43) en el punto donde se desee conocer los valores de cortante y momento, para revisar si el refuerzo colocado es adecuado para resistir el efecto de las cargas externas.

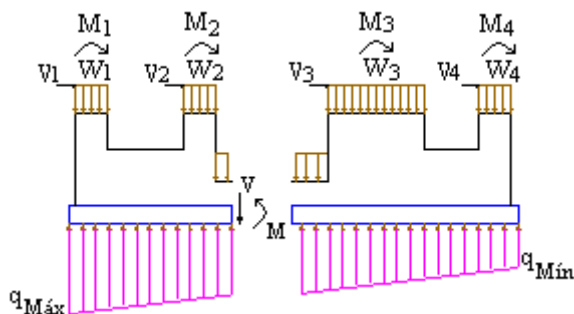


Figura 3.43

Corte en un punto de la solera.

Otro aspecto importante que hay que considerar dentro del análisis de un sistema de fundación de una vivienda, son las discontinuidades que existen en las paredes debido a la presencia de aberturas (puertas, ventanas y pasillos), podemos observar en el modelo del eje 1, mostrado en la figura 3.41, el cual es uno de los más críticos dentro de este análisis, puesto que en este eje típico de fachada se concentran la mayoría de las aberturas de la vivienda. Muchos diseñadores no consideran en su análisis una revisión detallada de estos elementos y proponen el refuerzo de las soleras sin ninguna atención especial en los sectores donde se ubican las aberturas. Sin embargo, en esta zona de la solera existen serias concentraciones de esfuerzos, que no son nada despreciables, lo cual requiere un detallado especial para poder distribuir adecuadamente estos esfuerzos (estos efectos lo podemos evaluar por medio de un modelo 3D, tal como el presentado en el capítulo VI).

3.4.3 SISTEMAS DE ENTREPISO Y TECHOS.

Como se expuso en el capítulo anterior, a los sistemas de entrepiso y cubierta se les conoce como diafragmas. Un diafragma es un sistema estructural que amarra las paredes de la estructura de manera que actúan como un conjunto.

El análisis de estos elementos, como el de cualquier otro, consiste en la predicción de las acciones internas que en ellos se desarrollan producto de las cargas a las que se encuentran sometidos, así como también, a la interacción con los otros elementos componentes de la vivienda. Para lo cual, en este apartado se expondrán ciertas consideraciones que de manera general nos permitan realizar una revisión sencilla de estos elementos.

3.4.3.1 Losas de piso.

Dentro de las primeras consideraciones a tener presente para la revisión de estos elementos, retomamos lo expuesto en la sección 6.1 de la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, la cual expone lo siguiente: “Las losas de piso deben ser lo suficientemente rígidas en su plano para garantizar su comportamiento como diafragma

rígido; esto es, que las fuerzas inerciales se transmiten a todas las paredes estructurales de la planta en proporción a la rigidez de cada una de ellas”. Además, establece que las losas de piso que no garanticen su trabajo como diafragma rígido no son permitidas por dicha norma.

■ Espesor mínimo de losas en una dirección.

El espesor mínimo para losas densas (macizas) y nervadas en una dirección depende del tipo de losa y de la condición de los apoyos. La Tabla 3.13 muestra los valores de espesor mínimos recomendados.

■ Espesor mínimo de losas en dos direcciones.

El espesor mínimo recomendado para losas densas (macizas) en dos direcciones apoyadas en los cuatro bordes no será menor del valor dado en la Ec. 3.49 en donde h_{\min} está expresado en mm.

$$h_{\min} = \frac{\text{Perímetro del tablero, en mm}}{180} + 30\text{mm} \quad (3.49)$$

Tabla 3.13 Espesor mínimo de losas de piso.⁽¹⁾

Tipo de losa	Condición de apoyo			
	Simplemente apoyada	Un apoyo continuo	Ambos apoyos continuos	En voladizo
Densa o maciza en una dirección.	$L_o/20$	$L_o/24$	$L_o/28$	$L_o/10$
Losa nervada de concreto reforzado en una dirección.	$L_o/16$	$L_o/18.5$	$L_o/21$	$L_o/8$

⁽¹⁾Los valores dados en la tabla rigen para acero con un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. Para otros valores de f_y , los valores deben ser modificados por $(0.4+f_y/7000)$, donde f_y está en Kg/cm^2 .

Donde:

L_o = Longitud del claro libre (de rostro a rostro interior de los apoyos, que para el caso en estudio estos apoyos pueden ser vigas o las paredes directamente), de la losa trabajando en una dirección o la proyección libre del voladizo, en cm (figura 3.44).

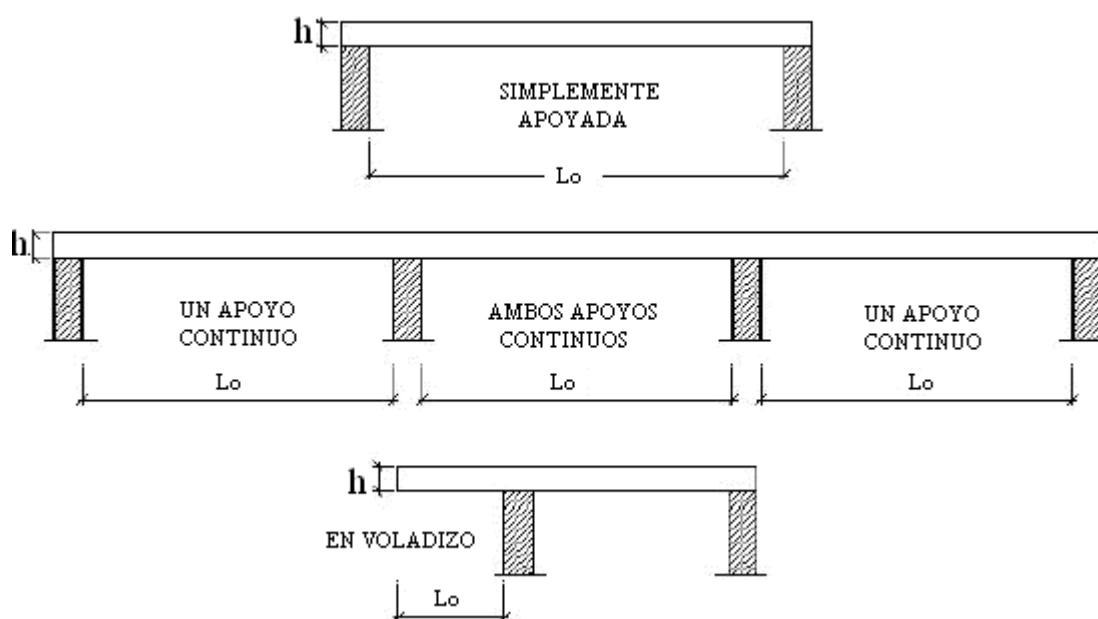


Figura 3.44

Condiciones de apoyo en losas densas (macizas) en una dirección.

Para el cálculo del perímetro del tablero, la longitud de los lados discontinuos se incrementará en 25 por ciento si los apoyos de la losa son monolíticos con ella. En losas rectangulares no es necesario tomar un peralte mayor que el que corresponde a un tablero con una dimensión mayor igual a 2 veces la dimensión menor.

Sin embargo, en vivienda, es más popular el sistema de entresijos conformado por losas aligeradas (en especial las formadas por viguetas y bovedillas), por lo cual, a continuación se presentan algunas de las consideraciones más importantes a tomar en cuenta para el diseño de estos elementos.

Losas Aligeradas.

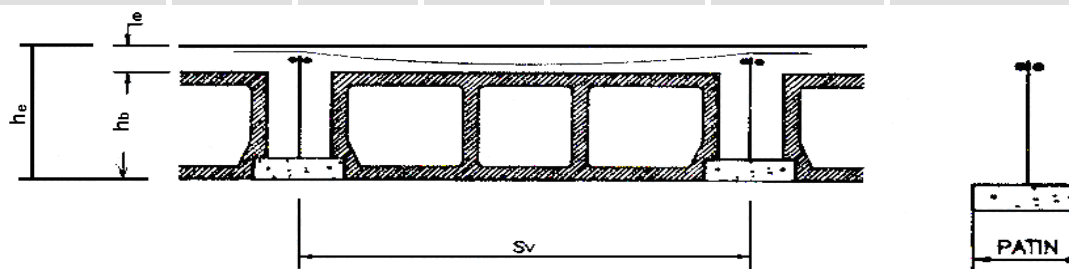
El diseño de este tipo de elementos conlleva un procedimiento relativamente sencillo, sin embargo, se debe de poner especial atención y cuidado respecto a las deficiencias que puedan tener este tipo de soluciones. En nuestro medio desde hace varias décadas se ha popularizado la utilización de este sistema de entresijos, llegando hoy en día a ser casi

la única alternativa en la conformación de sistemas de entresijos en viviendas y edificios, las razones son de índole económica, así como por la rapidez con que estos elementos son construidos en obra.

Estos sistemas, en su mayoría son pre-fabricados y están constituidos de viguetas pre-esforzadas con $f'_c \geq 350 \text{ Kg/cm}^2$, con un alma constituida por dos varillas corridas en el patín con un f_s del orden de 60 Ksi (que se coloca para resistir la flexión en la parte inferior del entresijo), una celosía de la misma varilla como refuerzo por cortante y otro en la parte superior de la viga, bloques de concreto (llamadas bovedillas de diferentes espesores) los cuales son el relleno entre las viguetas que son las encargadas de distribuir las cargas hacia los elementos de borde. Los diferentes tipos de losas que componen este sistema de entresijo se detallan en la tabla 3.14.

Tabla 3.14 Tipos de viga, valores de diseño⁴⁰.

Tipo de losa	h_e (cm)	h_b (cm)	e (cm)	S_v (cm)	Patín (cm)	Peso de viga (Kg/m)
VT1-15	15	10	5	70	14	14.3
VT1-20	20	15	5	70	14	14.8
VT1-25	25	20	5	70	14	14.8
VT2-25	25	20	5	70	14	15.4
VT1-27	27	20	7	73	17	19.0
VT1-40	40	35	5	73	17	19.2



S_v = Separación entre viguetas.

h_b = Altura de bloques.

h_e = Altura de entresijo.

e = Espesor de losa colada en sitio.

⁴⁰ COPRESA. Sistema de losa COPRESA tradicional. Catalogo 2004. Pág.1.

La deficiencia a tomar en cuenta en estos sistemas de entrepiso, consiste básicamente en que los fabricantes de estos elementos, las diseñan y construyen para trabajar eficientemente bajo efectos de flexión positiva (tensión a lo largo de la parte inferior de la losa, ver figura 3.45).

El momento estático máximo bajo el cual se diseñan los sistemas de entrepiso pre-esforzados $M_{m\acute{a}x(+)}$, es:

$$M_{m\acute{a}x(+)} = \frac{wl^2}{8} \quad (3.50)$$

El peso, w , está en función del peso máximo que el tipo de entrepiso esta en capacidad de soportar, este valor de carga máxima esta generalmente en tablas que proporciona el fabricante.

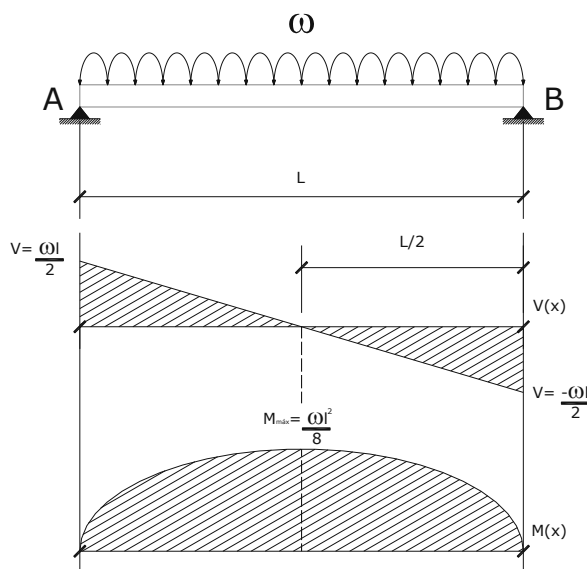


Figura 3.45

Idealización de modelo bajo el cual se diseñan entrepiso pre-esforzados.

En la figura 3.45, se observa que $M_{m\acute{a}x(+)} = \omega l^2(1/8)$, por lo que en ningún instante la capacidad a momento positivo será sobrepasada para el tipo de sistema elegido en función tanto de su $\omega_{m\acute{a}x}$ (de tablas de fabricante) como de su crujía máxima (claro

máximo). De la figura 3.46, se observa que para la carga máxima permitida del tipo de entrepiso seleccionado y también dependiendo del número de apoyos intermedios (vigas secundarias), se dan momentos negativos (para las cuales este tipo de sistema de entrepiso no están diseñados) cuyos valores de momento de continuidad (ver tabla 3.15) oscila entre $-\omega l^2(1/24)$ y $-\omega l^2(1/10)$, los fabricantes de este tipo de sistemas de entrepisos no las diseñan para soportar este tipo de efectos, no obstante, si establecen en sus tablas el acero, $A_s^{(-)}$, recomendado para soportar estos efectos. También se observa que los momentos interiores positivos nunca serán mayores de $\omega l^2(1/8)$.

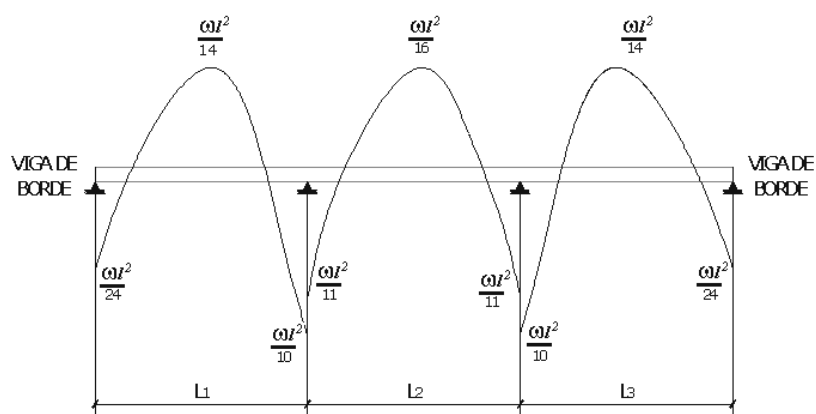


Figura 3.46

Momentos de continuidad sección 8.3.3 (ACI 318-02).

En conclusión, para realizar un control de calidad apropiado respecto al diseño de estos sistemas de entrepiso se propone la siguiente metodología:

1. Se definirán, en primer lugar las condiciones de apoyo, los cuales deben ser verificadas en los planos de diseño (revisión de notas estructurales), esto es necesario para definir el modelo a evaluar, es decir, se considerará un momento igual a cero en el apoyo, si el colado de los elementos de borde se realiza en momentos distintos, por otra parte si el colado de la losa se realiza de manera monolítica con los elementos de borde y apoyos interiores, existirá un valor de momento que podría no ser despreciable en especial cuando se da para demanda de tensión en las fibras superiores de la losa.

TABLA 3.15 Coeficientes de los momentos. Sección 8.3.3 ACI 318-02.

Acción	Condición	Coefficiente
<i>Momentos Positivos</i>		
Luces Exteriores	Si el extremo discontinuo no esta restringido	$1/11W_T L_n^2$
	Si el extremo discontinuo se construyen en forma integral con el soporte	$1/14W_T L_n^2$
Luces Interiores		$1/16W_T L_n^2$
<i>Momentos Negativos</i>	En la cara exterior del primer apoyo interior	
Dos Luces		$1/9W_T L_n^2$
Más de dos Luces		$1/10W_T L_n^2$
	En otras caras de Apoyos Interiores	$1/11W_T L_n^2$
	En cara de todos los apoyos para losas con luces menores de 3 metros, y vigas en las cuales la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y la rigidez de la viga no exceda de 8 en cada extremo de la luz.	$1/12W_T L_n^2$
<i>Momentos Negativos</i>	En caras interiores de los apoyos exteriores para elementos construidos integralmente con sus soportes	
	Cuando el soporte es una viga de borde	$1/24W_T L_n^2$
	Cuando el soporte es una columna	$1/16W_T L_n^2$
<i>Cortante</i>	En los elementos finales en el primer apoyo Interior	$1.15W_T L_n/2$
	En todos los demás apoyos	$W_T L_n/2$

- Definidas las condiciones de apoyo, se debe realizar la verificación del peralte “h” propuesto en el diseño, utilizando la tabla 3.13. Se revisará si el “h” calculado es menor o igual al propuesto, de ser así se aceptará este valor.

3. Revisión de la carga actuante mediante un bajado de cargas, sobre la losa; se revisará la combinación de cargas más desfavorable ($\omega_u = 1.20\omega_d + 1.60\omega_l$); ω_l , tomando el valor asignado a ω_a , en función del destino de ocupación para la cual se diseñará la estructura (de la tabla 3.4, página 112), y ω_d , el cual es el peso propio de la losa (de tabla 3.16), más la instalación eléctrica y cielo falso, enladrillado y la sobre losa. Se compara luego este valor de ω_u contra la $\omega_{m\acute{a}x}$ dado en la tabla 3.17 y en función de su claro más desfavorable “L”; si $\omega_{m\acute{a}x} > \omega_u$, el tipo de losa elegida es la correcta.

Tabla 3.16 Material utilizado en losa COPRESA tradicional⁴¹.

MATERIALES	TIPO DE LOSA					
	VT1-15	VT1-20	VT1-25	VT2- 25	VT1-27	VT1-40
Concreto (m ³ /m ²)	0.058	0.066	0.073	0.073	0.097	0.105
Acero temp. #2 (lbs/m ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Bovedillas (unidad/m ²)	7.14	7.14	7.14	7.14	6.85	6.85
Peso de losa (Kg/m ²)	238	260	297	297	351	495
Puntales: cantidad para luz máxima.	2	3	3	3	3	4
Luz máxima p/400 (Kg/m ²)	4.40	5.20	5.80	6.0	7.0	8.0

4. Se revisarán los momentos de continuidad (similar a la mostrada en la figura 3.46), obteniendo así los momentos máximos negativos, luego calculamos el acero de refuerzo negativo necesario para estos valores de momento; finalmente se revisará si el acero provisto según el diseño cumple la siguiente relación:
 $A_{S_{dise\tilde{n}o}} \geq A_{S_{revisi\tilde{o}n}}$.
5. De ser necesario realizar las correcciones pertinentes en el diseño si $A_{S_{dise\tilde{n}o}} \leq A_{S_{revisi\tilde{o}n}}$, en cuyo caso verificar que se cumpla al menos con el acero propuesto por el fabricante (tal como se ilustra en la tabla 3.18), el cual en la mayoría de casos es mayor a $A_{S_{revisi\tilde{o}n}}$ (para momento negativo).

⁴¹ COPRESA. Sistema de losa COPRESA tradicional. Catalogo 2004.Pág.2.

Tabla 3.17 Tipos de vigueta.

Luz Libre (m)	VT1-15	VT1-20	VT1-25	VT2-25	VT1-27	VT1-40
	Carga Viva Máxima Admisible (Kg/m ²)					
1.00						
1.20	2610					
1.40	2100					
1.60	1729					
1.80	1470					
2.00	1272					
2.20	1115	1656	2094			
2.40	989	1468	1847			
2.60	884	1314	1647			
2.80	796	1185	1482			
3.00	721	4077	1343			
3.20	657	983	1225	1411		
3.40	601	903	1123	1296		
3.60	551	832	1034	1196		
3.80	507	770	956	1108		
4.00	468	714	887	1030		
4.20	433	665	825	961	1002	
4.40	401	620	770	899	925	
4.60		580	720	842	874	
4.80		543	675	768	820	
5.00		496	633	688	770	
5.20		437	496	617	724	1139
5.40			544	554	682	1065
5.60			489	497	644	997
5.80			438	447	608	934
6.00				401	576	877
6.20					545	823
6.40					516	774
6.60					490	728
6.80					465	685
7.00					423	644
7.20						607
7.40						571
7.60						538
7.80						506
8.00						477

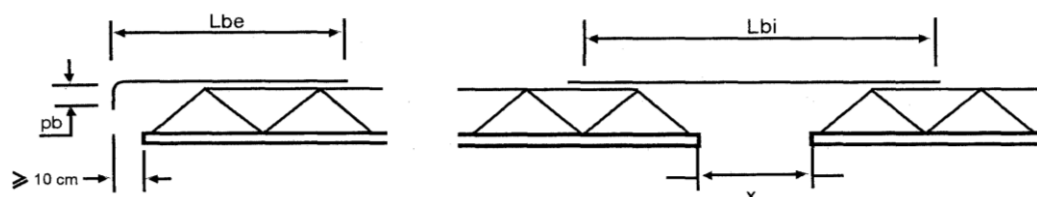
6. Se revisara la capacidad de cortante de la losa seleccionada por medio de la

expresión $V_u = \frac{1.15W_u l}{2}$, verificando la contribución del concreto y se aceptará si

$$V_u < \phi V_c.$$

Tabla 3.18 Longitud de bastones⁴².

Tipo de Losa.	Bastones Cant./Diámetro.	Solución armada.		
		Lbe (cm).	Pb (cm).	Lbi (cm).
VT1-15	2/ N° 3	L _v / 5	15	Lbe ₁ + Lbe ₂ + X
VT1-20	2/ N° 3		15	
VT1-25	2/ N° 3		15	
VT2-25	2/ N° 3		15	
VT1-27	2/ N° 4		20	
VT1-40	2/ N° 5		20	



L_v = Longitud de vigueta.

Lbe = Longitud del bastón de empotramiento en apoyo exterior.

Pb = Pata del bastón de empotramiento.

Lbi = Longitud del bastón de empotramiento en apoyo interior.

X = Ancho de viga.

Lbe_n = Longitud del bastón entre dos losas continuas

7. Revisar el acero por temperatura. El código ACI 7.12.2 especifica las relaciones mínimas entre el área de refuerzo y el área bruta del concreto que aparecen en la tabla 3.19, pero de ningún modo las barras de refuerzo deben colocarse a un espaciamiento menor que cinco veces el espesor de la losa ó 18 pulgadas (7.2 cm). De ninguna manera la cuantía de acero debe ser menor que 0.0014.
8. Si el diseño propuesto cumple con los requisitos establecidos en las revisiones efectuadas (detalladas en los numerales anteriores), se procederá a un chequeo de los planos de diseño y especificaciones técnicas, las cuales deberán contener todos los detalles tal cuales han sido exigidos en la memoria de cálculo.

⁴² COPRESA. Sistema de losa COPRESA tradicional. Catalogo 2004.Pág.4.

9. En caso que el diseño propuesto no cumplan con alguna o todas las revisiones realizadas, se procederá a corregir los planos en aquellos detalles donde se encontrasen dichas deficiencias.

Tabla 3.19. Cuantías mínimas de refuerzo para temperatura y retracción en losas⁴³.

Losas donde se utilicen barras corrugadas grado 40 ó 50	0.020
Losas donde se utilicen barras corrugadas grado 60 ó mallas electrosoldadas	0.018
Losas donde se utiliza refuerzo con resistencia a la fluencia por encima de 60,000 Psi, medida a una deformación de fluencia de 0.35%	$\frac{(0.018 * 60,000)}{f_y}$

Losas densas.

Como se dijo anteriormente, en algunos casos por razones económicas, las losas aligeradas son las más usuales en vivienda, sin embargo, existen espacios dentro de la vivienda, en donde por motivos de modulación se hace necesario colocar una losa densa, tal es el caso de la losa ubicada contiguo al vano de las escaleras. No obstante el planteamiento para realizar la revisión de estos elementos, se desarrolla de igual forma que la metodología propuesta anteriormente para las losas aligeradas, con las únicas variantes que la revisión del acero a flexión, deberá efectuarse con un ancho unitario (generalmente 1m, ver figura 3.47), para obtener el $A_{s_{revisión}}$ y así poder compararla con el área propuesta en el diseño.

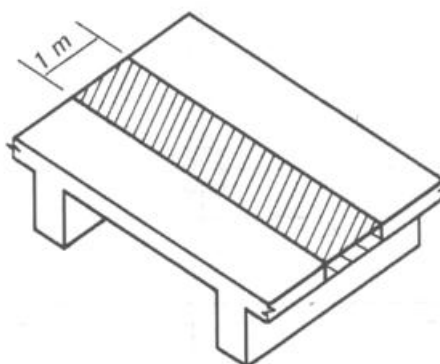


Figura 3.47

Franja de losa que trabaja como viga de un metro de ancho.

⁴³ Arthur H. Nilson. Diseño de Estructuras de Concreto. Capitulo 12. p.370.

3.4.3.2 Estructuras de techo.

Los techos, como muchos otros tipos de estructuras, se constituyen por lo general de elementos primarios y secundarios. Los miembros secundarios sirven de apoyo directo a los elementos de cubiertas o instalaciones, transmitiendo estas cargas a los elementos que conforman la estructura principal, los que también pueden servir de apoyo directo a los elementos no estructurales (figura 3.48). Ejemplos de éstos, son las estructuras formadas por polines y vigas reticulares (los más comunes en viviendas). En este caso, los primeros constituyen la estructura secundaria y los segundos la principal.

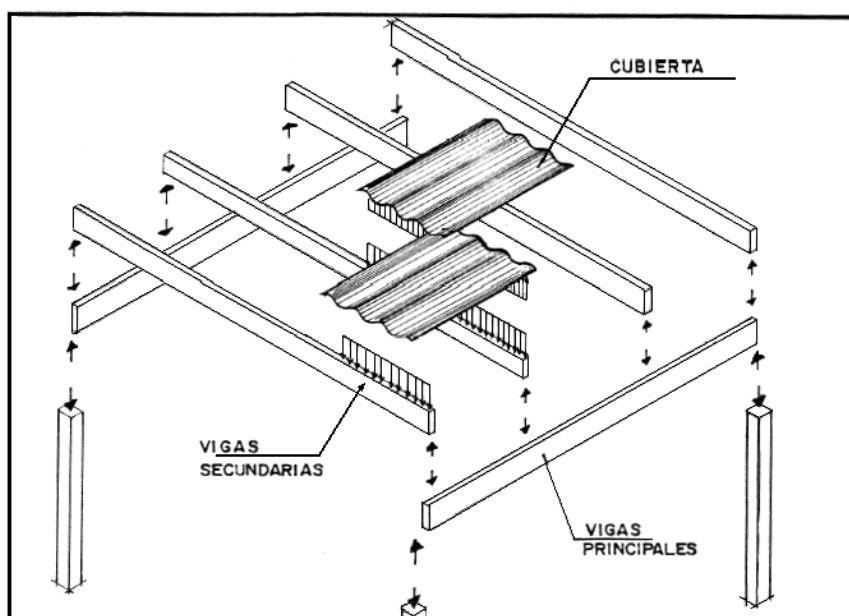


Figura 3.48

Flujo de cargas gravitacionales en estructuras de techo flexible.

De forma general la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, en la sección 6.2, considera los siguientes aspectos en relación a las cubiertas.

- a) Los elementos de soporte de las cubiertas deben conformar un conjunto estable ante la acción de las cargas laterales causadas por sismo o viento, razón por la cual es necesario disponer de sistemas de anclajes, y de ser necesario, de suficientes

elementos de arriostramiento como contravientos para garantizar la estabilidad del conjunto.

- b) De preferencia debe ser evitado el uso de cubiertas pesadas y favorecido el empleo de cubiertas livianas.
- c) La pendiente de la cubierta (inclinación) obedece al tipo de material que sea utilizado.

I. Consideraciones para el análisis estructural⁴⁴.

En el presente apartado se expondrán las formas de análisis para los elementos que conforman la estructura de soporte, comúnmente en vivienda estos elementos se comportan como vigas, tal es el caso de los polines espaciales, los polines tipo “C” y las vigas metálicas de alma abierta (vigas macomber).

La consistencia en cuanto al análisis de estos elementos de soporte, se basa en dos puntos principales: el modelo de análisis y la determinación de las acciones de diseño.

a) Análisis de vigas.

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a cargas normales a su eje longitudinal.

Dichos elementos resisten y transmiten las cargas a sus apoyos por medio de esfuerzos, de flexión y cortante (figura 3.49).

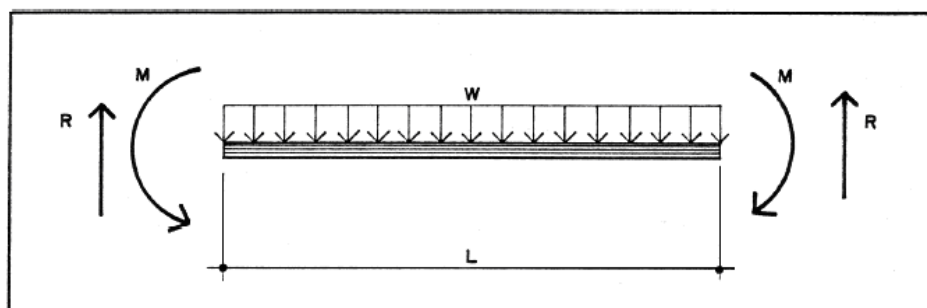


Figura 3.49

Acciones de miembro para elementos de soporte sometidos a flexión.

⁴⁴ Anastas Hernández, Oscar Julio y otros. Información General y Consideraciones para el Análisis, Diseño y Presupuesto de Estructuras de Techo, p. 85 (Tesis UCA, 1991).

Los momentos de flexión externa producen fuerzas de compresión y tensión de igual magnitud sobre la sección transversal del miembro estructural, cuyas resultantes producen el par de fuerzas necesarias para contrarrestar dicho momento externo.

Debido a la necesidad de evacuar aguas pluviales por medio de escurrimiento por gravedad a través de la cubierta, es necesario proveer de cierto grado de inclinación (pendiente) al sistema de techo, por lo que muchas veces se colocan vigas de techo inclinadas, las cuales se encuentran solicitadas a esfuerzos de compresión o tensión adicionales, tales como se observa en la figura 3.50. Dichos esfuerzos son mayores cuando es mayor el ángulo de inclinación de la viga.

Los elementos con muy poca o nula inclinación presentan en sus apoyos reacciones horizontales muy pequeñas en relación a las verticales. Por lo anterior, los efectos de carga axial inducidos por la pendiente a la cual se colocan, suelen no tomarse en cuenta por muchos diseñadores para la determinación de las acciones de diseño. Sin embargo, para elementos conformantes de estructuras de techo con pendientes apreciables, será necesario hacer las consideraciones particulares de análisis correspondientes, debido a que el comportamiento de los mismos estará regido por efectos de flexo-compresión más que predominantemente de flexión (figura 3.50).

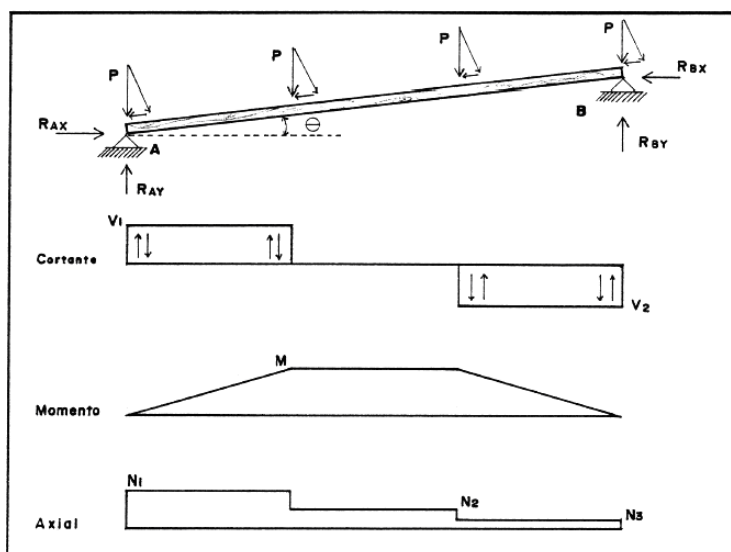


Figura 3.50

Esfuerzos de flexocompresión en vigas.

Otro fenómeno muy importante relacionado con el comportamiento estructural de vigas de techo es el de flexión biaxial. La flexión biaxial ocurre cuando una viga está sometida a una condición de carga que produce flexión alrededor del eje mayor (fuerte) y del eje menor (débil)⁴⁵. Tal caso se ilustra en la figura 3.51, donde una sola carga concentrada actúa normalmente al eje longitudinal de la viga pero está inclinada respecto a cada uno de los ejes principales de la sección transversal. Esta carga puede ser un caso especial, cuando pasa por el centro de cortante de la sección transversal. El centro de cortante es aquel punto a través del cual las cargas deben actuar para que no haya torsión en la viga. La posición del centro de cortante para algunas secciones transversales comunes se muestra en la figura 3.52a, donde el centro de cortante está indicado por una “o”. El centro de cortante está siempre localizado sobre un eje de simetría; el centro de cortante estará entonces en el centroide de una sección transversal con dos ejes de simetría. La figura 3.52b muestra la posición reflexionada de dos vigas diferentes cuando las cargas son aplicadas a través del centro de cortante y cuando no son aplicadas, así.

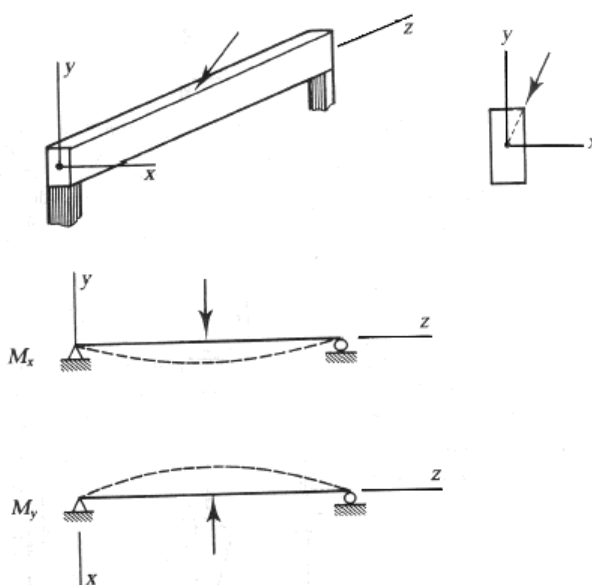


Figura 3.51

Condición de carga que produce flexión biaxial.

⁴⁵ William T. Segui. “Diseño de Estructuras de Acero con LRFD”, pág. 206.

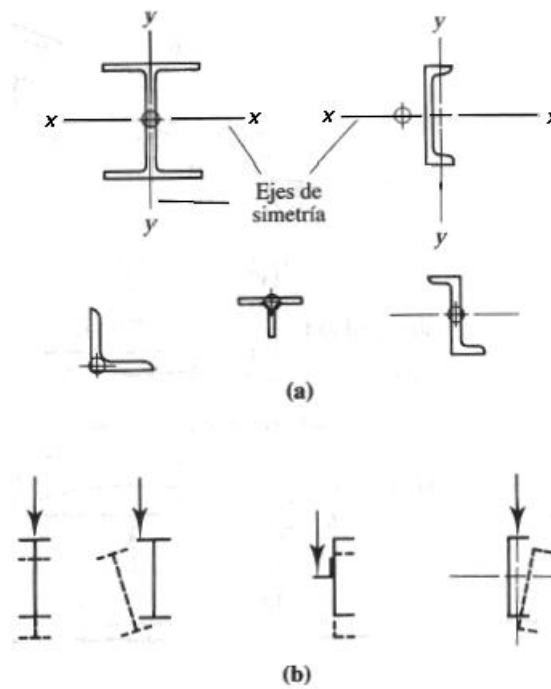


Figura 3.52

Posición del centro de cortante para algunas secciones transversales comunes.

Caso I: Cargas aplicadas a través del centro de cortante.

Si las cargas actúan a través del centro de cortante, el problema es uno de flexión simple en dos direcciones perpendiculares.

Las especificaciones del AISC tratan la carga combinada principalmente por medio del uso de las fórmulas de interacción, que toman en cuenta la importancia relativa de cada efecto de carga en relación a la resistencia correspondiente a ese efecto. Cuando se tiene flexión alrededor de los dos ejes principales, el enfoque de la fórmula de interacción requiere que la suma de las dos razones sea menor que 1; es decir,

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad \text{(Ecuación H1-1b del AISC)}$$

Donde:

M_{ux} = Momento flexionante por carga factorizada respecto al eje "x".

M_{nx} = Resistencia nominal por momento respecto al eje "x".

M_{uy} = Momento flexionante por carga factorizada respecto al eje “y”.

M_{ny} = Resistencia nominal por momento respecto al eje “y”.

ϕ_b = factor de resistencia para vigas = 0.90.

La resistencia nominal por momento para el eje “x”, se puede obtener de la siguiente manera:

$$M_n = M_p \quad \text{(Ecuación F1-1 del AISC)}$$

Donde:

$$M_{nx} = M_{px} = F_y Z_x \leq 1.5 M_y \quad (3.51)$$

Siendo:

M_{px} = Momento plástico del elemento alrededor del eje “x”.

Z_x = Módulo de sección plástico respecto al eje “x”.

F_y = Esfuerzo de fluencia.

$M_y = F_y S_x$ = Momento flexionante que lleva a la viga a su punto de fluencia.

S_x = Módulo de sección elástico respecto al eje “x”.

El límite de $1.5 M_y$ para M_p es para prevenir deformaciones excesivas por carga de trabajo y se satisface cuando:

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \quad \text{ó} \quad \frac{Z}{S} \leq 1.50$$

De igual manera obtenemos el momento nominal respecto al eje débil, así:

$$M_{ny} = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.5 M_{yy} \quad (3.52)$$

Siendo:

M_{py} = Momento plástico del elemento alrededor del eje “x”.

Z_y = Módulo de sección plástico respecto al eje “y”.

F_y = Esfuerzo de fluencia.

$M_y = F_y S_y$ = Momento flexionante que lleva a la viga a su punto de fluencia.

S_y = Módulo de sección elástico respecto al eje “y”.

Caso II: Cargas no aplicadas por el centro de cortante.

Cuando las cargas no son aplicadas por el centro de cortante de una sección transversal, el resultado será una flexión con torsión. El problema de la torsión en perfiles laminados es complejo y se recurre a métodos aproximados, aunque conservadores, para tratar con ella. Una condición típica de carga que da lugar a torsión se muestra en la figura 5.53a. La carga resultante es aplicada en el centro del patín superior, pero su línea de acción no pasa por el centro de cortante de la sección. En lo que a equilibrio se refiere, la fuerza puede moverse al centro de cortante siempre que se agregue un par. El sistema equivalente así obtenido consistirá en la fuerza actuando por el centro de cortante más un momento de torsión, como se muestra. En la figura 3.53b, hay un solo componente de carga, pero el concepto es el mismo.

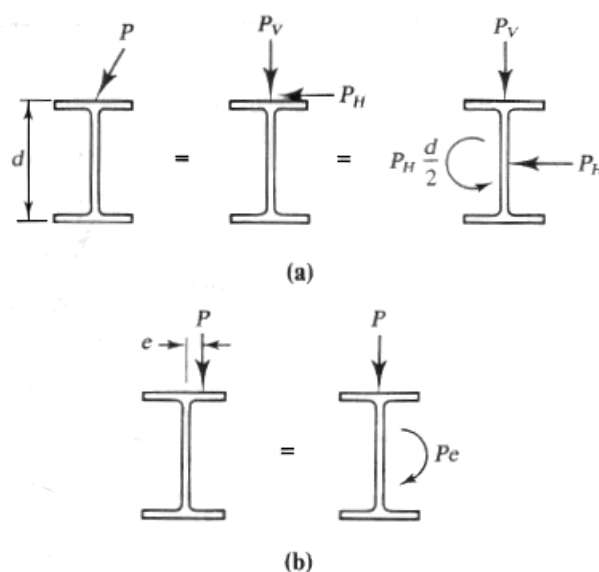


Figura 3.53

Condición típica de carga que da lugar a torsión.

La figura 5.54 ilustra una manera simplificada de tratar esos dos casos. En la figura 5.54a se supone que el patín superior proporciona la resistencia total a la componente horizontal de la carga. En la figura 5.54b, el momento de torsión Pe es resistido por un par que consiste en fuerzas iguales actuando en cada patín. Como una aproximación

puede considerarse que cada patín resiste cada una de esas fuerzas independientemente. En consecuencia, el problema se reduce a un caso de flexión de dos perfiles, cada uno cargado a través de su centro de cortante. En cada una de las dos situaciones mostradas en la figura 5.54, sólo aproximadamente la mitad de la sección transversal se considera efectiva con respecto a su eje y ; por lo tanto, al considerar la resistencia de un solo patín, use la mitad del valor tabulado de Z_y .

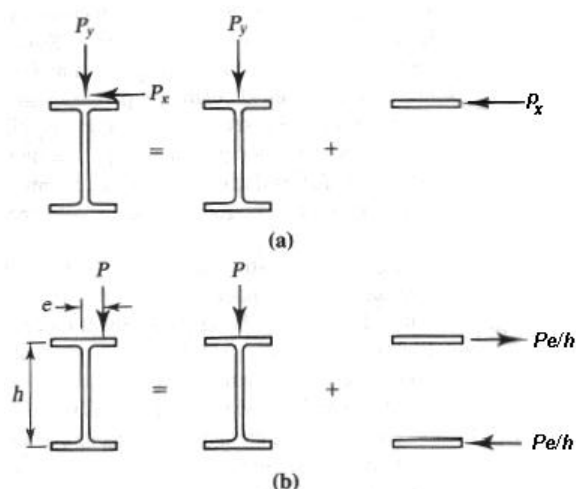


Figura 3.54

Simplificaciones al problema de torsión en vigas.

Este fenómeno de flexión biaxial, es particularmente importante en algunos elementos laminados, como en el caso del polín tipo “C”, frecuentemente utilizado en vivienda. En casos especiales, podrá reducirse el momento que actúa alrededor del eje perpendicular a la cubierta utilizando elementos paralelos a la misma, de modo que reduzca la longitud libre de pandeo en dicha dirección, en la que el elemento a analizar se comportará como una viga continua. Para realizar dicho análisis tanto para carga gravitacional como de montaje, se podrá utilizar la información presentada en la figura 3.55.

II. Consideraciones particulares para el análisis.

Entre las consideraciones particulares para el análisis, tenemos:

a) Modelos de análisis.

La selección del modelo de análisis dependerá del tipo de conexión que se utilizará para colocar los elementos de soporte.

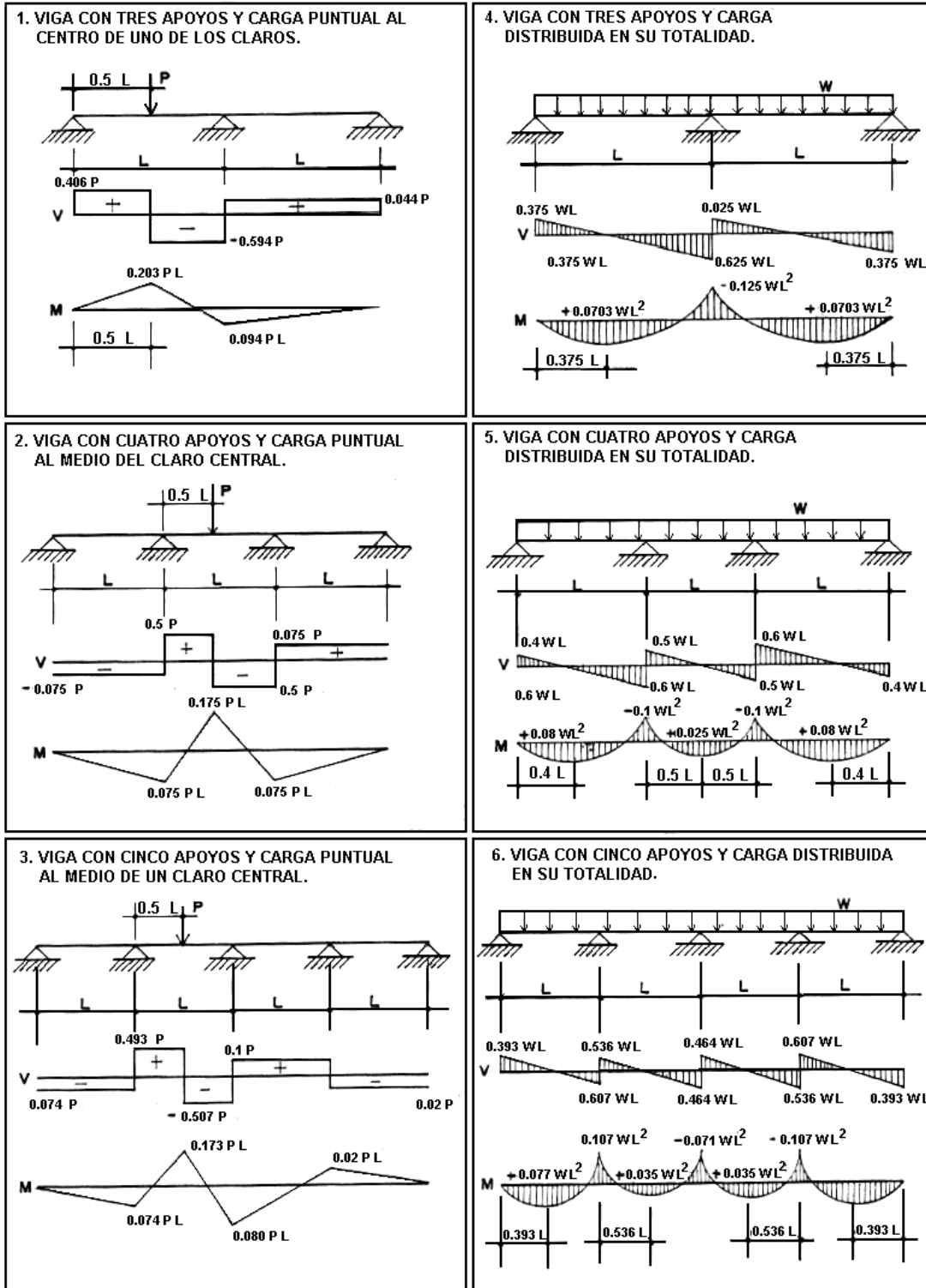


Figura 3.55

Diagramas de cortante y momento flector para vigas continuas.

Por tanto, será el diseñador el que deberá buscar la consistencia entre el modelo de análisis y las conexiones que, en concreto, se llevaran a cabo durante la construcción.

Un analista en particular, por ejemplo, podría considerar un polín espacial de varios claros conectado a vigas metálicas, como simplemente apoyado en cada claro, aseverando que es muy difícil lograr un comportamiento del mismo como viga continua, usándose conexiones tales como la mostrada en la figura 3.56. Así mismo, un polín tipo “C” colocado sobre vigas metálicas podría ser considerado como un elemento continuo, debido a que se podrá producir una distribución racional de momento utilizando apoyos como el mostrado en la figura 3.57.

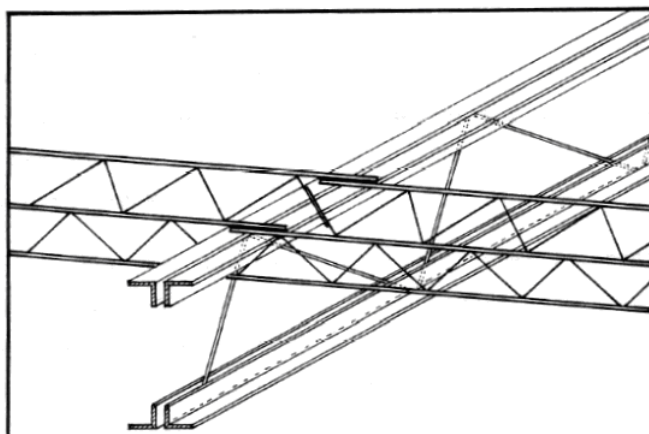


Figura 3.56

Polín espacial apoyado en vigas metálicas.

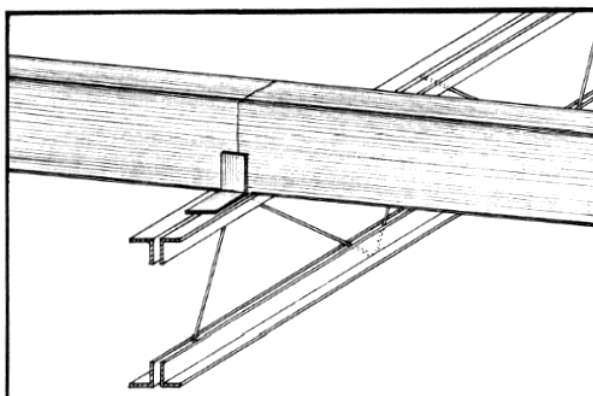


Figura 3.57

Polín tipo “C” sobre vigas metálicas.

b) Cargas de diseño.

El análisis estructural de elementos de techo persigue la determinación de las acciones de diseño para su posterior dimensionamiento, que para el caso de vigas de techo, serán valores de fuerzas cortantes y momentos flectores máximos y en casos especiales, fuerzas axiales correspondientes a secciones de momentos flectores máximos y/o momentos flectores en secciones de fuerzas axiales máximas.

Para la determinación de las cargas de diseño, se tomarán en cuenta los siguientes aspectos, en los que se ha considerado además, las recomendaciones proporcionadas por El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (R.S.E.C):

1. Para el control de calidad, el diseñador proporcionará los pesos muertos utilizados en el diseño, tanto para los elementos de cubiertas, estructuras de soporte, elementos de decoración, cielo falso, etc. Se hará, además, un estimado racional del peso de instalaciones eléctricas o de otros tipos.
2. Si se analiza un elemento cuyo diseño consistirá en la selección de la sección más adecuada, podrá considerarse un peso propio aproximado del elemento de acuerdo a las especificaciones de los mismos, proporcionadas por los fabricantes. Esto sin embargo, requerirá tener por lo menos una idea de la sección tentativa o esperar de los resultados del proceso de diseño.
3. Si se analiza un elemento cuyo diseño consistirá en el proporcionamiento de sus diferentes componentes (cuerdas, celosía, etc.), podrá asumirse un peso propio como un porcentaje del peso tributario del techo a soportar.
4. Se consideraran los valores de carga viva gravitacional recomendados por el RSEC, los cuales fueron mostrados en el cuadro 3.4 (ver página 113).
5. Las cargas se factorarán con el método LRFD (Load and Resistance Factor Design).

6. Deberá revisarse, además, si las acciones de diseño son o no más desfavorables considerando solamente carga muerta más una carga concentrada de 100 kg., colocados en el lugar más desfavorable para las diferentes condiciones de cortante y momento. En el caso particular de vigas simplemente apoyadas, el cortante máximo para dichas cargas se da en cualquiera de los apoyos cuando la misma se encuentra sobre uno de ellos; el momento máximo se dará en el centro del claro cuando la carga se encuentre en dicho lugar, tal como se observa en la figura 3.58.

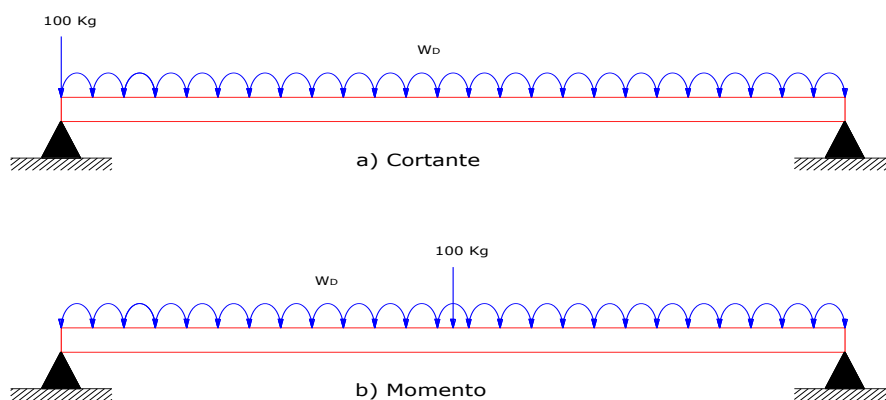


Figura 3.58 Condiciones más desfavorables para una viga simplemente apoyada.

III. Revisiones en la estructura de soporte.

Para revisar si las dimensiones de los elementos de la estructura de techo son las adecuadas para resistir los efectos de las cargas externas, debemos tomar en cuenta las siguientes consideraciones, en función del tipo de elemento (polines espaciales, los polines tipo “C” y las vigas metálicas de alma abierta), tal como se presenta a continuación.

a) Polines espaciales.

Son elementos metálicos armados, es decir, son fabricados mediante la unión (en este caso soldado) de diferentes elementos. Están conformados por dos cuerdas paralelas, las cuales tienen por objeto resistir los esfuerzos de tensión y compresión originados por las sollicitaciones de flexión a las que el miembro se encuentra sometido. Comúnmente, la

cuerda inferior esta formada por un solo elemento de acero, mientras que la superior se encuentra constituida por dos. Estos elementos pueden ser varillas o angulares, los que se encuentran unidos entre si por medio de una celosía, también de acero, la que además se encarga de absorber y transmitir a los apoyos las solicitaciones del miembro debidos a cortante.

Las consideraciones para la revisión de estos elementos, a tomarse en cuenta, se exponen a continuación:

1. Con el cálculo de las cargas (vivas y muertas) de acuerdo a lo estipulado para las cargas de diseño (ver Pág. 209), podemos determinar las acciones de diseño, M_{dis} y V_{dis} ; que corresponden a una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida, de la siguiente manera:

$$M_{dis} = \frac{wl^2}{8} \text{ y } V_{dis} = \frac{wl}{2}$$

Donde:

M_{dis} : Momento de diseño, Kg-m.

V_{dis} : Momento de diseño, Kg.

w : Carga uniformemente distribuida sobre el polín, Kg/m

l : Longitud del tramo de polín en análisis, m.

Para la revisión de los elementos, debemos trasladar los valores obtenidos para M_{dis} y V_{dis} , al sistema inglés.

2. Las cuerdas se encuentran sometidas a fuerzas de tensión, "T", o compresión, "C", debidas al par interno resistente, el cual contrarresta al momento flector de diseño, M_{dis} , y si conocemos el peralte del polín, calculamos estas fuerzas de la siguiente manera:

$$T = C = \frac{M_{dis}}{d} \quad (3.53)$$

Donde:

T ó C : Par de fuerzas internas generadas por el momento de diseño, Kip.

M_{dis} : Momento de diseño, Kip-pulg.

d : peralte del polín, pulg.

3. Para la revisión del área requerida a tensión, A_g , se tomarán en cuenta las disposiciones proporcionadas en la sección D1 del AISC-99. En donde:

$$A_g = \frac{T}{\phi_t (0.75 F_u)} \quad (3.54)$$

Donde:

T : Fuerza de tensión, Kip.

F_u : Esfuerzo mínimo de tensión, ksi⁴⁶.

A_g : Área gruesa del miembro, pulg².

ϕ_t : Factor de resistencia por fractura = 0.75.

El área calculada mediante esta expresión, deberá ser igual o menor que la propuesta en los planos para la cuerda inferior del polín.

4. Para calcular el área requerida por la cuerda a compresión, se revisarán las condiciones de pandeo local y pandeo total. La condición de pandeo local ocurre en la cuerda a compresión, entre dos puntos de soldaduras consecutivas de la celosía y respecto al eje menor de inercia de cada elemento de dicha cuerda. La condición de pandeo total ocurre considerando la longitud no arriostrada del elemento, alrededor del eje menor de inercia del mismo, (figura 3.59). A continuación analizaremos cada una de estas condiciones.

⁴⁶ La tabla 2 de la sección de Valores Numéricos de las Especificaciones AISC, proporciona los valores para F_u y $0.75 F_u$. Para acero A36, $F_u=58-80$ Ksi.

4.1 Pandeo local.

La revisión de la cantidad de acero necesario para satisfacer esta condición, no deberá ser menor que la calculada por medio de la siguiente expresión⁴⁷:

$$A_g = \frac{C}{\phi_c F_{cr}} \quad (3.55)$$

Donde:

C : Fuerza de compresión, Kip.

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo, ksi.

A_g : Área gruesa del miembro, pulg².

ϕ_c : Factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85.

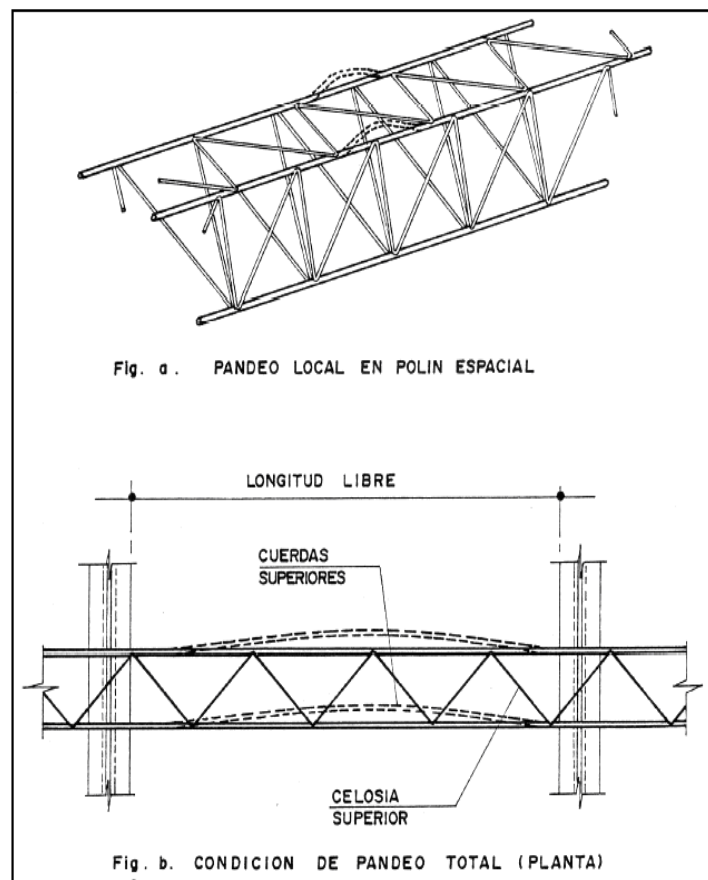


Figura 3.59

Condición de pandeo local y total en polines espaciales.

⁴⁷ Las consideraciones que se estipulan en este apartado, están basadas en el diseño de elementos en compresión dados por el AISC-99 (American Institute of Steel Construction).

En la cual, $\phi_c F_{cr}$ lo podemos obtener de las tablas 3-36 y 3-50 que se basan en el pandeo por flexión y en las ecuaciones E2-2 y E2-3 del AISC-99. (Ver tablas 3.20 y 3.21).

Las tablas están en función de la relación de esbeltez KL/r ⁴⁸. En donde:

K : Es el factor de longitud efectiva. Los valores de K pueden determinarse con ayuda de la tabla C-C2.1 en los comentarios de las especificaciones del AISC-99 (tabla 3.22 de este documento). Se dan dos valores de K, un valor teórico y un valor recomendado para diseño a usarse cuando la condición ideal de extremo es aproximada. Por consiguiente, a menos que un extremo “empotrado” sea perfectamente empotrado, deben usarse los valores de diseño más conservadores. Sólo bajo las más extraordinarias circunstancias sería justificable usar los valores teóricos.

Para la condición de análisis, se considerará un valor de K=1 (condición d), por considerar la cuerdas como miembros secundarios.

L : Longitud del miembro entre puntos de soporte. En la evaluación del pandeo local, esta longitud corresponde a la distancia entre dos puntos de soldaduras consecutivos.

r : Radio de giro con respecto al eje de pandeo ($r = \sqrt{\frac{I}{A}}$). Para una sección circular

$$I = \frac{\pi}{64} d^4 \text{ y } A = \frac{\pi}{4} d^2, \text{ al sustituir para r, resulta: } r = \frac{\phi_{varilla}}{4}.$$

4.2 Pandeo total.

El procedimiento para la revisión por pandeo total es similar a la planteada para pandeo local, las variantes son, la longitud, que este caso se considera como la longitud no arriostrada del elemento (distancia entre puntos de apoyo) y alrededor del eje de simetría

del polín, por lo que el radio de giro, que se calculará como: $r_y = \frac{b}{2}$.

⁴⁸ La sección B7 del AISC recomienda una relación de esbeltez máxima KL/r de 200 para miembros en compresión.

Tabla 3.20 Tabla 3.36 del AISC⁴⁹.

Design Stress for Compression Members of 36 ksi Specified Yield Stress Steel, $\phi=0.85$^[a]									
$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi
1	30.6	41	28.0	81	21.7	121	14.2	161	8.23
2	30.6	42	27.9	82	21.5	122	14.0	162	8.13
3	30.6	43	27.8	83	21.3	123	13.8	163	8.03
4	30.6	44	27.6	84	21.1	124	13.6	164	7.93
5	30.6	45	27.5	85	20.9	125	13.4	165	7.84
6	30.5	46	27.4	86	20.7	126	13.3	166	7.74
7	30.5	47	27.2	87	20.5	127	13.1	167	7.65
8	30.5	48	27.1	88	20.4	128	12.9	168	7.56
9	30.5	49	27.0	89	20.2	129	12.7	169	7.47
10	30.4	50	26.8	90	20.0	130	12.6	170	7.38
11	30.4	51	26.7	91	19.8	131	12.4	171	7.30
12	30.4	52	26.5	92	19.6	132	12.2	172	7.21
13	30.3	53	26.4	93	19.4	133	12.1	173	7.13
14	30.3	54	26.3	94	19.2	134	11.9	174	7.05
15	30.2	55	26.1	95	19.0	135	11.7	175	6.97
16	30.2	56	25.9	96	18.8	136	11.5	176	6.89
17	30.1	57	25.8	97	18.7	137	11.4	177	6.81
18	30.1	58	25.6	98	18.5	138	11.2	178	6.73
19	30.0	59	25.5	99	18.3	139	11.0	179	6.66
20	30.0	60	25.3	100	18.1	140	10.9	180	6.59
21	29.9	61	25.2	101	17.9	141	10.7	181	6.51
22	29.8	62	25.0	102	17.7	142	10.6	182	6.44
23	29.8	63	24.8	103	17.5	143	10.4	183	6.37
24	29.7	64	24.7	104	17.3	144	10.3	184	6.30
25	29.6	65	24.5	105	17.1	145	10.2	185	6.23
26	29.5	66	24.3	106	16.9	146	10.0	186	6.17
27	29.5	67	24.2	107	16.8	147	9.87	187	6.10
28	29.4	68	24.0	108	16.6	148	9.74	188	6.04
29	29.3	69	23.8	109	16.4	149	9.61	189	5.97
30	29.2	70	23.6	110	16.2	150	9.48	190	5.91
31	29.1	71	23.5	111	16.0	151	9.36	191	5.85
32	29.0	72	23.3	112	15.8	152	9.23	192	5.79
33	28.9	73	23.1	113	15.6	153	9.11	193	5.73
34	28.8	74	22.9	114	15.4	154	9.00	194	5.67
35	28.7	75	22.8	115	15.3	155	8.88	195	5.61
36	28.6	76	22.6	116	15.1	156	8.77	196	5.55
37	28.5	77	22.4	117	14.9	157	8.66	197	5.50
38	28.4	78	22.2	118	14.7	158	8.55	198	5.44
39	28.3	79	22.0	119	14.5	159	8.44	199	5.39
40	28.1	80	21.9	120	14.3	160	8.33	200	5.33

[a] When element width-to-thickness ratio exceeds l, see Appendix B5.3.

⁴⁹ American Institute of Steel Construction (AISC-99). "Numerical Values". Pág. 145.


Tabla 3.21 Tabla 3.50 del AISC⁵⁰.

Design Stress for Compression Members of 50 ksi Specified Yield Stress Steel, $\phi = 0.85$^[a]									
$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi	$\frac{Kl}{r}$	ϕF_{cr} ksi
1	42.5	41	37.6	81	26.3	121	14.6	161	8.23
2	42.5	42	37.4	82	26.0	122	14.3	162	8.13
3	42.5	43	37.1	83	25.7	123	14.1	163	8.03
4	42.5	44	36.9	84	25.4	124	13.9	164	7.93
5	42.4	45	36.7	85	25.1	125	13.7	165	7.84
6	42.4	46	36.4	86	24.8	126	13.4	166	7.74
7	42.4	47	36.2	87	24.4	127	13.2	167	7.65
8	42.3	48	35.9	88	24.1	128	13.0	168	7.56
9	42.3	49	35.7	89	23.8	129	12.8	169	7.47
10	42.2	50	35.4	90	23.5	130	12.6	170	7.38
11	42.1	51	35.1	91	23.2	131	12.4	171	7.30
12	42.1	52	34.9	92	22.9	132	12.3	172	7.21
13	42.0	53	34.6	93	22.6	133	12.1	173	7.13
14	41.9	54	34.3	94	22.3	134	11.9	174	7.05
15	41.8	55	34.1	95	22.0	135	11.7	175	6.97
16	41.7	56	33.8	96	21.7	136	11.5	176	6.89
17	41.6	57	33.5	97	21.4	137	11.4	177	6.81
18	41.5	58	33.2	98	21.1	138	11.2	178	6.73
19	41.4	59	33.0	99	20.8	139	11.0	179	6.66
20	41.3	60	32.7	100	20.5	140	10.9	180	6.59
21	41.2	61	32.4	101	20.2	141	10.7	181	6.51
22	41.0	62	32.1	102	19.9	142	10.6	182	6.44
23	40.9	63	31.8	103	19.6	143	10.4	183	6.37
24	40.8	64	31.5	104	19.3	144	10.3	184	6.30
25	40.6	65	31.2	105	19.0	145	10.2	185	6.23
26	40.5	66	30.9	106	18.7	146	10.0	186	6.17
27	40.3	67	30.6	107	18.4	147	9.87	187	6.10
28	40.1	68	30.3	108	18.1	148	9.74	188	6.01
29	40.0	69	30.0	109	17.8	149	9.61	189	5.97
30	39.8	70	29.7	110	17.6	150	9.48	190	5.91
31	39.6	71	29.4	111	17.3	151	9.36	191	5.85
32	39.4	72	29.1	112	17.0	152	9.23	192	5.79
33	39.3	73	28.8	113	16.7	153	9.11	193	5.73
34	39.1	74	28.5	114	16.4	154	9.00	194	5.67
35	38.9	75	28.2	115	16.1	155	8.88	195	5.61
36	38.7	76	27.9	116	15.9	156	8.77	196	5.55
37	38.5	77	27.6	117	15.6	157	8.66	197	5.50
38	38.2	78	27.2	118	15.3	158	8.55	198	5.44
39	38.0	79	26.9	119	15.1	159	8.44	199	5.39
40	37.8	80	26.6	120	14.8	160	8.33	200	5.33

[a] When element width-to-thickness ratio exceeds l, see Appendix B5.3.

⁵⁰ American Institute of Steel Construction (AISC-99). "Numerical Values". Pág. 146.

Tabla 3.22 Valores de K para columnas (Tabla C-C2.1 del AISC-99)

La forma flexionada de la columna está indicada por la línea punteada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de k	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado de diseño cuando las condiciones ideales son aproximadas	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Condición de extremo	 <p> Rotación y traslación restringida Rotación libre y traslación restringida Rotación restringida y traslación libre Rotación libre y traslación libre </p>					

5. Se considera que el cortante es soportado por las celosías laterales, las cuales deben proporcionarse para que cumplan con la condición de pandeo local, como se describió en el paso anterior. La variante, es que para la determinación de la fuerza a compresión de la celosía, deberá realizarse la proyección y distribución espacial correspondiente, dando como resultado:

$$V_c = \frac{V_{dis}}{2 \cos \beta \sin \theta} \quad (3.56)$$

Donde: V_c : Fuerza de compresión, Kip.

V_{dis} : Cortante de diseño, Kip.

β : Ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del polín y el eje de simetría del mismo (ver figura 3.60).

θ : Ángulo de inclinación de la celosía (generalmente $\theta=45^\circ$ a 60°).

Este valor de V_c , sustituye el valor de C en la ecuación 3.55, y luego se calcula el valor del A_g , para compararla con la propuesta en los planos para la celosía.

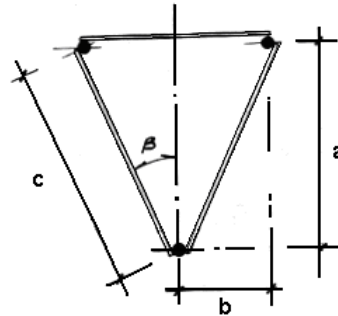


Figura 3.60

Sección de polín triangular.

b) Polines tipo “C”.

Los polines “C” son elementos laminados, cuyo método de diseño consiste básicamente, en la selección del polín más adecuado y eficiente para satisfacer las diferentes condiciones de carga a las que dicho elemento se encuentra sometido.

Podrán considerarse con un comportamiento similar al del polín espacial, ya que son elementos sometidos principalmente a flexión, pero su diseño varía apreciablemente debido a que la forma de la sección transversal del mismo genera una sección asimétrica.

En base a lo anterior deben considerarse criterios especiales para su dimensionamiento, los cuales se mencionan a continuación:

1. La flexión biaxial, se evaluará como una combinación de esfuerzos de flexión en los dos ejes principales, para lo cual se descompone la carga total en dos componentes que actúan en las dos direcciones de ambos ejes (figura 3.61). Se revisa que la sección propuesta cumpla con la fórmula de interacción del AISC-99.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0$$

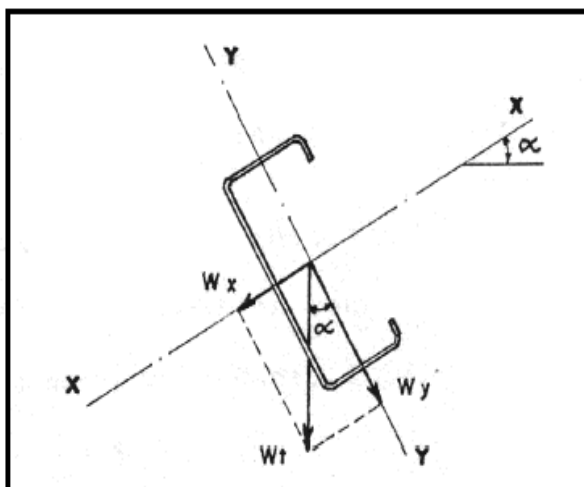


Figura 3.61

Descomposición de la carga aplicada a un polín "C", dependiendo de su inclinación.

Para el cálculo de $\phi_b M_{nx}$ y $\phi_b M_{ny}$, se utilizan las ecuaciones 3.51 y 3.52 (ver página 99), las cuales están en función de ciertas propiedades de las secciones, estas se presentan en la tabla 3.23, para los polines tipo "C" frecuentemente utilizados en el país.

- La componente de la carga paralela al patín superior produce fuerzas adicionales debidas a torsión. Para incluir conservadoramente dichos esfuerzos y evitar un análisis complicado, se seguirán las recomendaciones de algunos autores, de considerar dicha componente es absorbida por el patín superior, considerando para el diseño únicamente el 50% de la capacidad de momento del eje correspondiente, por lo que la fórmula de interacción resulta:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{(\phi_b M_{ny})/2} \leq 1.0$$

- Si la sección propuesta cumple con la formula de interacción, entonces la sección es la adecuada.

Tabla 3.23 Propiedades geométricas de polines “C” distribuidos por GALVANISSA.

Dimensiones exteriores en pulgadas	Calibre	Dimensiones de las secciones				Área	Propiedades de la sección						Módulos plásticos	
		H	B	d	t		EJE X-X			EJE Y-Y			Z _x	Z _y
							I _x	S _x	r _x	I _y	S _y	r _y		
H X B	cm	cm	cm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ³	
3 X 1.25	18	7.62	3.18	0.95	0.120	1.849	16.89	4.43	3.02	2.58	2.53	1.18	5.15	1.77
3 X 1.25	16	7.62	3.18	0.95	0.158	2.410	21.77	5.71	3.01	3.28	3.20	1.17	6.67	2.26
4 X 2	18	10.16	5.08	1.27	0.120	2.686	45.80	9.02	4.13	9.72	5.73	1.90	10.28	4.31
4 X 2	16	10.16	5.08	1.27	0.158	3.512	59.42	11.70	4.11	12.49	7.36	1.89	13.39	5.58
4 X 2	14	10.16	5.08	1.27	0.190	4.199	70.56	13.89	4.10	14.72	8.67	1.87	15.95	6.62
5 X 2	18	12.70	5.08	1.27	0.120	2.990	76.41	12.03	5.05	10.45	6.83	1.87	13.88	4.37
5 X 2	16	12.70	5.08	1.27	0.158	3.913	99.30	15.64	5.04	13.43	8.78	1.85	18.10	5.66
5 X 2	14	12.70	5.08	1.27	0.190	4.682	118.10	18.60	5.02	15.83	10.33	1.84	21.59	6.71
6 X 2	18	15.24	5.08	1.27	0.120	3.295	116.66	15.31	5.95	11.05	7.93	1.83	17.88	4.39
6 X 2	16	15.24	5.08	1.27	0.158	4.315	151.81	19.92	5.93	14.20	10.18	1.81	23.33	5.69
6 X 2	14	15.24	5.08	1.27	0.190	5.164	180.74	23.72	5.92	16.74	11.97	1.80	27.84	6.75
6 X 2	3/32	15.24	5.08	1.27	0.238	6.423	223.02	29.27	5.89	20.33	14.52	1.78	34.48	8.29
8 X 2	16	20.32	5.08	1.27	0.158	5.117	299.87	29.51	7.65	15.38	12.93	1.73	35.31	5.74
8 X 2	14	20.32	5.08	1.27	0.190	6.129	357.55	35.19	7.64	18.12	15.19	1.72	42.18	6.82
8 X 2	3/32	20.32	5.08	1.27	0.238	7.632	442.20	43.52	7.61	22.01	18.38	1.70	52.33	8.40

c) Vigas metálicas de alma abierta.

Estos elementos, pueden ser diseñados de dos maneras: la primera, tomando en cuenta únicamente efectos debidos a flexión. Una segunda forma, como se mencionó anteriormente, bajo cargas axiales elevadas se consideraran efectos de compresión, por lo que el proporcionamiento corresponde a elementos en flexocompresión.

En el caso de tomarse en cuenta únicamente efectos de flexión, la revisión de este tipo de elementos es análoga al de los polines espaciales.

3.5 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS.

Como parte del método de diseño por resistencia última, se pretende que la resistencia de diseño de un elemento en cualquier sección sea igual o mayor a la resistencia requerida calculada a partir de las combinaciones de carga factorizadas especificadas en las normativas de diseño. En general el criterio básico para el diseño por resistencia se expresa como:

$$Resistencia\ de\ Diseño \geq Resistencia\ Requerida$$

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus uniones con otros elementos, y sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y

torsión, es igual a la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones del método de diseño por resistencia, multiplicadas por un factor de reducción de resistencia ϕ que es menor que la unidad. Las reglas para calcular la resistencia nominal se basan en estados límite seleccionados conservadoramente para esfuerzos, deformación unitaria, agrietamiento o deterioro, y se derivan de los resultados de las investigaciones de cada tipo de acción estructural.

Para el caso de estructuras de concreto, los factores de reducción de resistencia dados por el ACI 9.3.2 se dan en la tabla 3.24.

TABLA 3.24 Factores de reducción de resistencia. ACI 318-02, 9.3.2

Tipo de resistencia	Factor de reducción ϕ
Secciones controladas por tensión	0.90
Secciones controladas por compresión	
Elementos con refuerzo en espiral	0.70
Otros elementos	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento en el concreto (excepto para zonas de anclaje de postensado y modelos puntal-y-tensor)	0.65
Zonas de anclaje de postensado	0.85
Modelos puntal-y-tensor, y puntales, tensores, uniones y áreas de aplastamiento en tales modelos	0.75

Para la mampostería reforzada, el ACI 350-02, en la sección 3.1.4 estipula los factores de reducción de resistencia, los cuales se presentan en la tabla 3.25.

TABLA 3.25 Factores de reducción de resistencia. ACI 350-02, 3.1.4

Tipo de resistencia	Factor de reducción ϕ
Flexión y carga axial	0.9
Cortante	0.8

Para iniciar esta sección, comenzaremos abordando las propiedades de los materiales que nos serán de utilidad en el cálculo de la resistencia de diseño, tal como se describe a continuación

3.5.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Los materiales que se estudiarán son el concreto, el acero y la mampostería, para los cuales es necesario conocer las siguientes propiedades mecánicas.

Concreto.

El módulo de elasticidad, E_c , para concreto de peso volumétrico normal ($W_c = 2,400 \text{ Kg/cm}^2$), E_c puede considerarse como:

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$$

Donde: f'_c = Resistencia a la compresión del concreto, determinado por medio de ensayos de cilindros de concreto en base a la norma ASTM C 39⁵¹.

Acero de refuerzo.

El módulo de elasticidad, E_s , para el acero de refuerzo no presforzado se considerará igual a:

$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde, E_s , es la pendiente de la curva esfuerzo- deformación, obtenida de la prueba de tensión para el acero de refuerzo acorde a la norma ASTM A 370⁵².

3.5.1.3 Mampostería.

A menos que sea determinado de por medio de ensayos, los módulos utilizados en la determinación de los efectos de la elasticidad, de los componentes de la mampostería serán los siguientes:

$$E_m = 900 f'_m$$

⁵¹ En la página 351, del capítulo IV de este documento, se presenta de manera general la descripción de este ensayo con base a esta norma.

⁵² En la página 360, del capítulo IV de este documento, se presenta de manera general la descripción de este ensayo con base a esta norma.

$$E_v = 0.40E_m$$

Donde:

E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería.

f'_m = Resistencia a la compresión de la mampostería, obtenida por medio del ensayo de prismas de mampostería con base a la norma ASTM C 1314⁵³.

E_v = Módulo de cortante de la mampostería.

3.5.2 RESISTENCIA NOMINAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO (ACI 318-02).

Dentro de los elementos que componen la vivienda de mampostería de bloque de concreto podemos encontrar además de las paredes, elementos estructurales de concreto reforzado, cuyo comportamiento difiere en algunos aspectos al de la mampostería de bloque de concreto, tales como: la cimentación (soleras de fundación), nervios, soleras de coronamiento, vigas primarias y secundarias, y sistemas de entrepisos (losas densas y aligeradas). Por lo que se hace necesario conocer los principios básicos de su comportamiento que nos permitan asegurar la calidad en los mismos. Se abordaran los principales esfuerzos a los que se encuentran sometidos estos elementos, tales como flexión, carga axial y cortante.

3.5.2.1 Resistencia nominal a flexión y carga axial.

Como se expuso en el apartado anterior, dentro del sistema estructural de las viviendas típicas de mampostería de bloque de concreto en el país, existen elementos de concreto reforzado, que deben revisarse por flexión exclusivamente y otros por la combinación de flexión y carga axial, es por ello que a continuación se describen los principios básicos de este tipo de comportamiento.

⁵³ En la página 333, del capítulo IV de este documento, se presenta de manera general la descripción de este ensayo con base a esta norma.

La resistencia nominal de un elemento o sección transversal sujeto a flexión o a la acción combinada de flexión y carga axial debe basarse en el equilibrio y en la compatibilidad de las deformaciones, empleando las suposiciones de la sección ACI 10.2., las cuales se presentan a continuación.

- 1) Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se suponen directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- 2) La máxima deformación utilizable en la fibra extrema en compresión del concreto se supondrá $\epsilon_u = 0.003$.
- 3) El esfuerzo del acero de refuerzo f_s inferior a la resistencia a la fluencia f_y , debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del refuerzo ϵ_s . Para las deformaciones mayores que f_y/E_s , el esfuerzo en el acero de refuerzo será considerado independiente de la deformación e igual a f_y .
- 4) La resistencia a la tensión del concreto no es considerada en el cálculo de la resistencia a flexión del concreto reforzado.
- 5) La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el concreto y su deformación unitaria se puede suponer que es rectangular, trapezoidal, parabólica o cualquier otra forma que resulte en la predicción de la resistencia que concuerde con los resultados de pruebas.
- 6) Los requisitos de la hipótesis #5 pueden considerarse satisfechos si se emplea una distribución rectangular equivalente de esfuerzos del concreto definida como sigue: un esfuerzo en el concreto de $0.85f'_c$ se supondrá de manera uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente que esté limitada por los extremos de la sección transversal y una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1c$ a partir de la fibra de deformación máxima en compresión. La distancia c desde la fibra de deformación máxima en compresión al eje neutro debe ser medida en dirección perpendicular a dicho eje. El factor β_1 deberá tomarse como 0.85 para resistencias f'_c hasta de 280 kg/cm^2 , y debe reducirse de manera uniforme en 0.05 por cada 70 kg/cm^2 de aumento por sobre 280 kg/cm^2 , pero no debe ser menor que 0.65.

Además de estas suposiciones de diseño, se establecen los siguientes principios y requisitos generales para el diseño.

I. Resistencia nominal a flexión (ACI 10.3.1).

La resistencia nominal de un elemento o sección transversal sujeto a flexión o a la acción combinada de flexión y carga axial debe basarse en el equilibrio y en la compatibilidad de las deformaciones, empleando las suposiciones de la sección ACI 10.2. La resistencia nominal de cualquier tipo de sección con cualquier cantidad y distribución del refuerzo se calcula aplicando el equilibrio de fuerza y momento y las condiciones de compatibilidad de deformaciones. Esto se ilustra a continuación para el caso de una sección rectangular con refuerzo a tensión únicamente, sección con patín (T) con refuerzo a tensión y sección rectangular con refuerzo a tensión y compresión.

➤ *Sección rectangular con refuerzo a tensión (sección simplemente reforzada).*

Utilizando la distribución rectangular equivalente (figura 3.62), y asumiendo que el refuerzo fluye ($\epsilon_s > \epsilon_y$) antes del aplastamiento en el concreto, la resistencia nominal M_n puede calcularse a través del equilibrio de fuerzas y momentos.

A partir del equilibrio de fuerzas:

$$C = T$$

o,

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y$$

por tanto

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Del equilibrio de momentos:

$$M_n = (C \text{ o } T) \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

y sustituyendo el valor de “a”

$$M_n = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \quad (3.57)$$

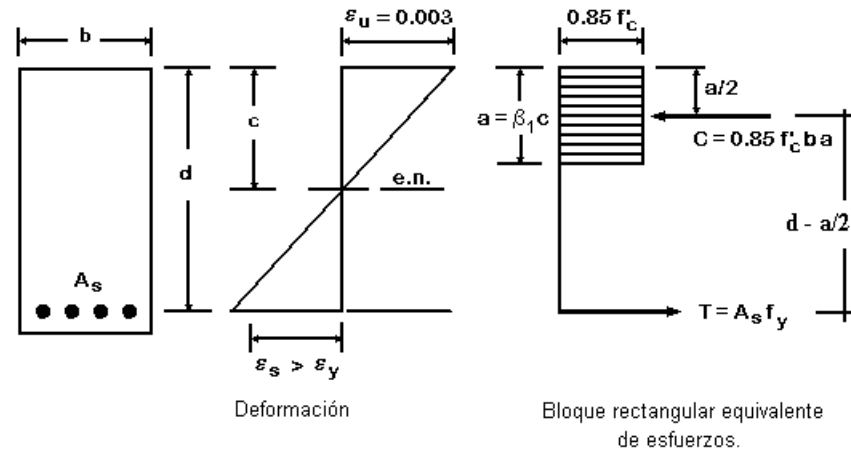


Figura 3.62

Distribución rectangular equivalente de esfuerzos.

➤ *Sección con patín con refuerzo a tensión únicamente.*

Cuando el espesor del patín de compresión es igual o mayor que la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos “a”, la resistencia por flexión M_n se calcula con la ecuación (3.57) como una sección rectangular con un ancho igual al ancho del patín. Cuando el espesor del patín de compresión es menor que “a”, la resistencia nominal a la flexión M_n es (ver figura 3.63):

$$M_n = (A_s - A_{sf}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (3.58)$$

Donde

A_{sf} = área del refuerzo requerido para equilibrar la resistencia a compresión de los patines.

$$= 0.85 f'_c (b - b_w) h_f / f_y$$

$$a = (A_s - A_{sf}) f_y / 0.85 f'_c b_w$$

b = ancho efectivo del patín (definido en ACI 318-02, 8.10).

b_w = ancho del alma.

H_f = espesor del patín

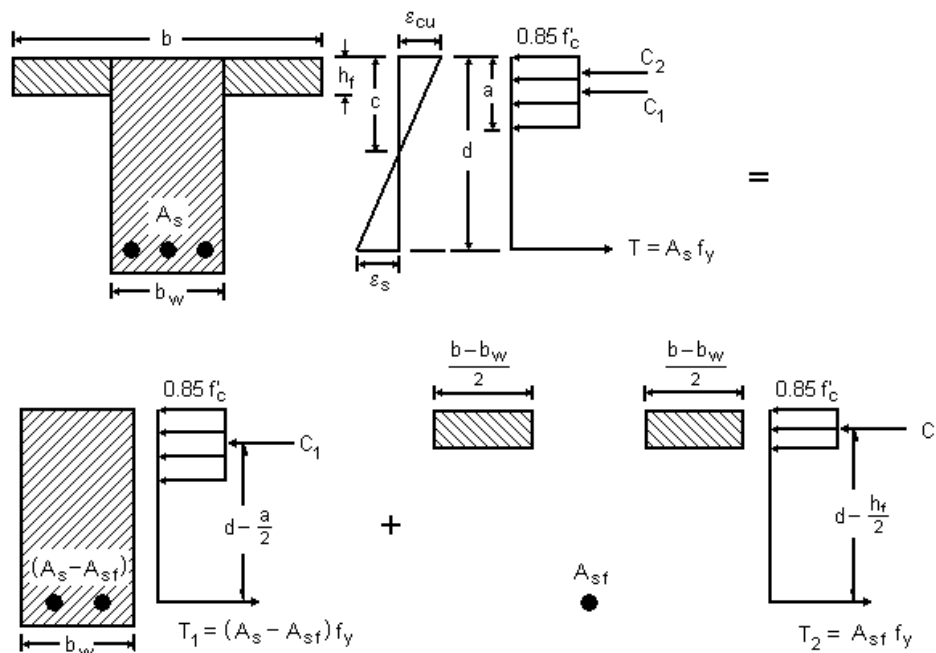


Figura 3.63

Distribución de deformación y esfuerzo para una sección con patín (sección T).

➤ *Sección rectangular con refuerzo a compresión.*

Para una sección doblemente reforzada con refuerzo a compresión A'_s , pueden darse dos condiciones (ver figura 3.64):

- i. El refuerzo a compresión A'_s fluye:

$$f'_s = f_y$$

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3.59)$$

La resistencia nominal a flexión es:

$$M_n = (A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \quad (3.60)$$

El refuerzo A'_s fluye si se satisface la condición:

$$\frac{d'}{c} \leq \frac{\epsilon_u - \epsilon_y}{\epsilon_u}$$

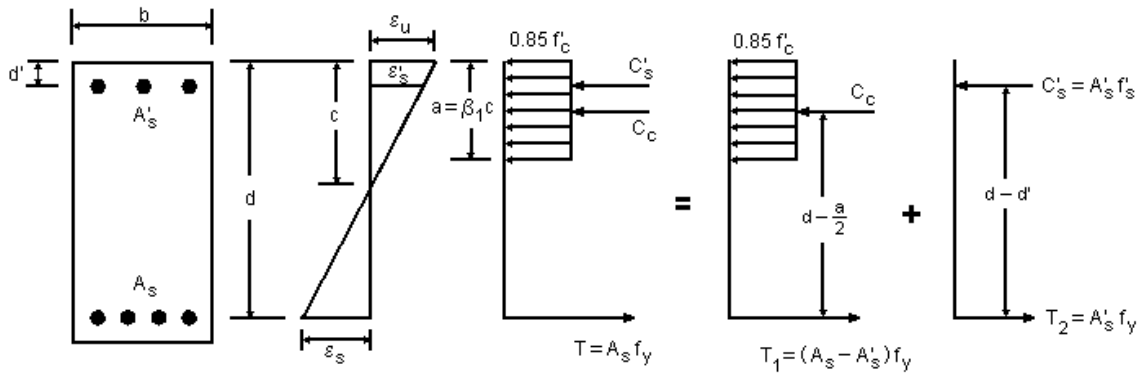


Figura 3.64

Distribución de deformación y esfuerzo para una sección rectangular doblemente reforzada.

ii. El refuerzo a compresión A'_s no fluye:

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = E_s \varepsilon_u \left(\frac{c - d'}{c} \right) < f_y \quad (3.61)$$

La profundidad del eje neutro “c” se determina a partir de la siguiente ecuación cuadrática:

$$c^2 - \frac{(A_s f_y - E_s \varepsilon_u A'_s)}{0.85 \beta_1 f'_c b} c - \frac{E_s \varepsilon_u A'_s d'}{0.85 \beta_1 f'_c b} = 0$$

La resistencia nominal a momento es:

$$M_n = 0.85 f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (3.62)$$

II. Condición de deformación balanceada (ACI 10.3.2).

La condición de deformación balanceada en una sección transversal se da cuando la deformación máxima en la fibra extrema a compresión alcanza $\varepsilon_u = 0.003$ al mismo tiempo que el refuerzo a tensión alcanza la primera deformación a la fluencia $\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y / E_s$:

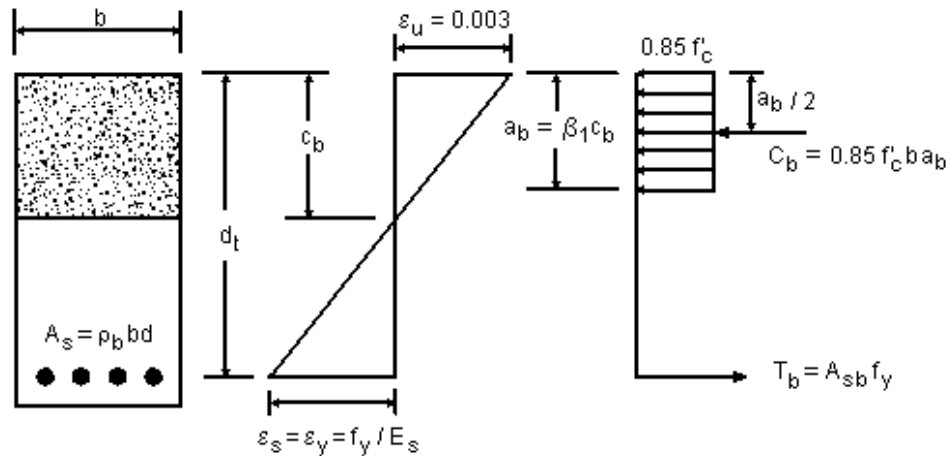


Figura 3.65

Condición de deformación balanceada en flexión.

La razón de la profundidad del eje neutro c_b a la profundidad del refuerzo extremo a tensión d_t para producir una condición de deformación balanceada en una sección con refuerzo a tensión únicamente, se obtiene aplicando las condiciones de compatibilidad de deformaciones. Con atención a la figura 3.62, para la condición de deformación lineal:

$$\frac{c_b}{d_t} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} = \frac{0.003}{0.003 + f_y / E_s}$$

III. Secciones controladas por compresión (ACI 10.3.3).

Las secciones son controladas por compresión cuando la deformación neta a tensión en el acero extremo a tensión es igual o menor que el límite de deformación controlada por compresión en el momento que el concreto en compresión alcanza su límite de deformación asumido de 0.003. El límite de deformación controlada por compresión es la deformación neta a tensión en el refuerzo en la condición de deformación balanceada.

La definición anterior es aplicada tanto a concreto reforzado como a concreto presforzado, por lo que no se dan valores explícitos del valor de límite de deformación controlada por compresión, entendiéndose que para concreto reforzado depende del grado del refuerzo y es igual a ϵ_y . Para refuerzo grado 60, y para todo refuerzo

presforzado, el código permite utilizar un límite de deformación controlada por compresión igual a 0.002.

IV. Secciones controladas por tensión y transición (ACI 10.3.4).

Las secciones son controladas por tensión cuando la deformación neta a tensión en el acero extremo a tensión es igual o mayor que 0.005 en el momento en que el concreto a compresión alcanza su límite de deformación asumido de 0.003. Las secciones con una deformación neta a tensión en el acero extremo a tensión entre el límite de deformación controlada por compresión y 0.005, constituye una región de transición entre las secciones controladas por compresión y las controladas por tensión.

En la figura 3.66 se muestra las condiciones de esfuerzo y deformación en el límite para secciones controladas por tensión. Este límite es importante porque es el límite para el uso de $\phi = 0.9$. Los parámetros críticos en este límite están dados con un subíndice “t”. Refiriéndose a la figura 3.66, por triángulos semejantes:

$$c_t = 0.375 d_t$$

$$a_t = \beta_1 c_t = 0.375 \beta_1 d_t$$

$$C_t = 0.85 f'_c b a_t = 0.319 \beta_1 f'_c b d_t$$

$$T = A_s f_y = C_t$$

$$A_s = 0.319 \beta_1 f'_c b d_t / f_y$$

$$\rho_t = A_s / (b d_t) = 0.319 \beta_1 f'_c / f_y \quad (3.57)$$

$$\omega_t = \frac{\rho_t f_y}{f'_c} = 0.319 \beta_1 \quad (3.58)$$

$$M_{nt} = \omega_t (1 - 0.59 \omega_t) f'_c b d_t^2$$

$$R_{nt} = \frac{M_{nt}}{b d_t^2} = \omega_t (1 - 0.59 \omega_t) f'_c \quad (3.59)$$

Valores para ρ_t , ω_t y R_{nt} están dados en la tabla 3.26.

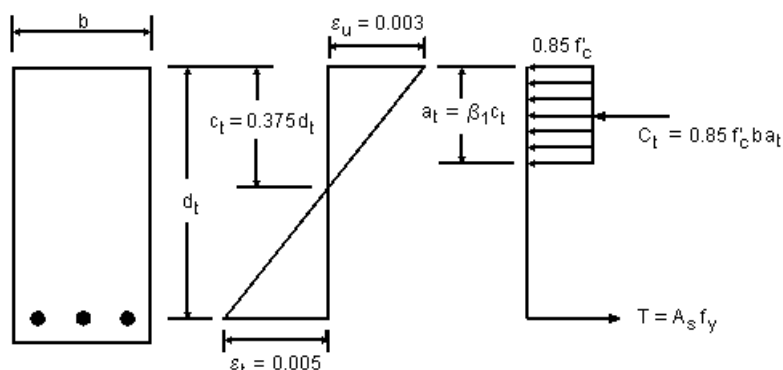


Figura 3.66

Deformaciones y esfuerzos en el límite para secciones controladas por tensión.

TABLA 3.26 Parámetros de diseño en el límite de deformación de 0.005 para secciones controladas por tensión (ACI 10.3.4).

		$f'_c = 210$	$f'_c = 280$	$f'_c = 350$	$f'_c = 420$	$f'_c = 560$	$f'_c = 700$	
		$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.85$	$\beta_1 = 0.80$	$\beta_1 = 0.75$	$\beta_1 = 0.65$	$\beta_1 = 0.65$	
ω_t		0.2709	0.2709	0.2550	0.2391	0.2072	0.2072	
R_{nt}		47.8	63.7	75.8	86.3	101.8	127.3	
ϕR_{nt}		43.0	57.3	68.2	77.7	91.6	114.6	
ρ_t	Grado	40	0.02032	0.02709	0.03187	0.03586	0.04144	0.05180
		60	0.01355	0.01806	0.02125	0.02391	0.02762	0.03453
		75	0.01084	0.01445	0.01700	0.01912	0.02210	0.02762

V. Refuerzo máximo para elementos en flexión (ACI 10.3.5).

El código ACI 2002 define los límites de refuerzo en términos de la deformación neta a tensión, ϵ_t , en lugar de la razón de refuerzo balanceado ρ_b que ha sido utilizado anteriormente. La relación entre ambos parámetros se muestra gráficamente en la figura 3.67.

El código ACI 2002 limita el refuerzo máximo en un miembro a flexión (con carga axial menor que $0.1f'_cA_g$) a aquel que resulta en una deformación neta a la tensión ϵ_t en la resistencia nominal no menor de 0.004. Esto comparado con el límite anterior del código de $0.75\rho_b$, el cual resulta en un ϵ_t de 0.00376. Además, en el límite de deformación neta a tensión de 0.004, el factor ϕ es reducido a 0.812.

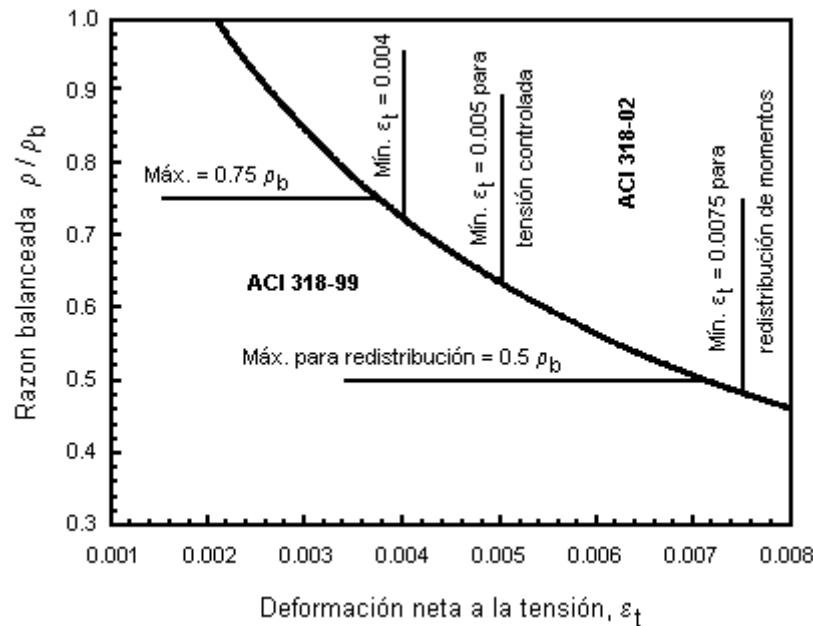


Gráfico 3.5

Relación entre la razón de refuerzo balanceado y la deformación neta a tensión para acero grado 60.

VI. Máxima resistencia a carga axial (ACI 10.3.6).

La resistencia de un elemento en compresión pura (excentricidad cero) es calculada por:

$$P_o = 0.85 f'_c A_g + f_y A_{st}$$

o, de manera más refinada:

$$P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3.61)$$

Donde, A_{st} es el área total de refuerzo y A_g es el área gruesa de la sección de concreto.

En ediciones anteriores al código ACI de 1977, todos los miembros a compresión debían diseñarse considerando una excentricidad mínima de $0.05h$ para elementos reforzados con espirales o $0.10h$ para elementos reforzados con estribos (h = peralte total). La intención de esto era reducir la resistencia de diseño a carga axial en compresión pura por (1) tomar en cuenta excentricidades accidentales, y (2) reconocer que la resistencia del concreto bajo cargas sostenidas es menor a f'_c .

Dado que el propósito principal del requisito de excentricidad mínima era limitar la resistencia a carga axial para el diseño de elementos en compresión con momentos iguales o cercanos a cero, el código ACI de 1977 fue modificado para cumplir de forma directa con este propósito, limitando la resistencia a carga axial al 85% y 80% de la resistencia a carga axial pura (P_o) para elemento reforzados por estribos, se expresa de la siguiente manera:

Para elementos reforzados con estribos,

$$P_{n(\max)} = 0.80P_o = 0.80[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3.62)$$

Los valores de 85% y 80% aproximan la resistencia a carga axial para excentricidades $0.05h$ y $0.10h$ respectivamente.

VII. Resistencia nominal para carga axial y flexión combinadas (ACI 10.3.7).

La resistencia de un elemento o sección transversal sujeta a carga axial y flexión combinadas, M_n y P_n , deben satisfacer las mismas dos condiciones requeridas para elementos sujetos sólo a flexión, las cuales son: (1) equilibrio estático y (2) compatibilidad de deformaciones. El equilibrio entre las fuerzas de compresión y las de tensión debe incluir la carga axial P_n actuante en la sección transversal. La condición general de esfuerzo y deformación en el concreto y el acero en la resistencia nominal de un elemento bajo cargas combinadas de flexión y compresión axial es mostrada en la figura 3.67. La fuerza a tensión o compresión desarrollada en el refuerzo es determinada a partir de la condición de deformación en la ubicación del mismo.

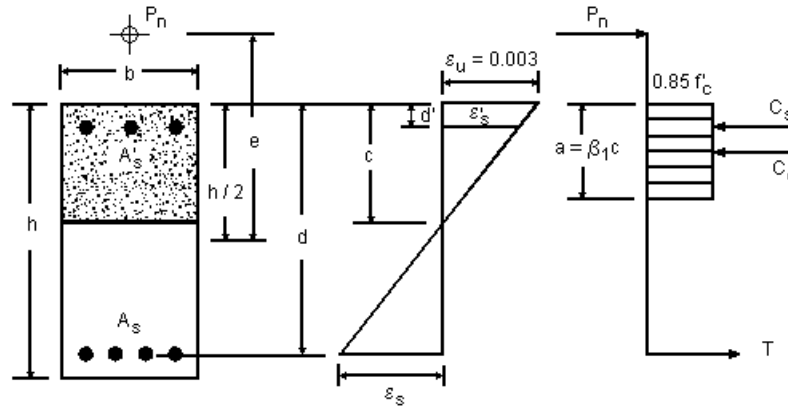


Figura 3.67

Deformación y esfuerzo para una sección sujeta a carga axial y flexión combinadas.

$$\begin{aligned}
 & T = A_s f_s = A_s (E_s \varepsilon_s) && \text{si } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\
 \text{o} & T = A_s f_y && \text{si } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \\
 & C_s = A'_s f'_s = A'_s (E_s \varepsilon_s) && \text{si } \varepsilon'_s < \varepsilon_y \\
 \text{o} & C_s = A'_s f_y && \text{si } \varepsilon'_s \geq \varepsilon_y \\
 & C_c = 0.85 f'_c b a
 \end{aligned}$$

La resistencia a carga axial y momento combinada (P_n y M_n) puede calcularse del equilibrio de fuerzas y momentos.

A partir del equilibrio de fuerzas:

$$P_n = C_c + C_s - T \quad (3.63)$$

A partir del equilibrio de momentos alrededor de la mitad del peralte total de la sección:

$$M_n = P_n e = C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) + T \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.64)$$

3.5.2.2 Resistencia nominal a cortante.

El diseño por cortante está basado en la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{ACI 11-1})$$

Donde:

V_u = fuerza cortante factorizada en la sección considerada.

ϕ = factor de reducción de resistencia, igual a 0.75 (ACI 9.3.2.3).

V_n = resistencia nominal al cortante.

La resistencia nominal a cortante V_n es calculada según:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{ACI 11-2})$$

Donde, V_c es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto y V_s es la resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo.

Las ecuaciones para la resistencia a cortante del concreto presentadas en el capítulo 11 del código ACI son una función de $\sqrt{f'_c}$, y han sido verificadas experimentalmente en elementos de concreto reforzado con resistencia a la compresión del concreto de hasta 700 kg/cm^2 . Debido a la falta de pruebas en elementos con $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$, el ACI (sección 11.1.2) limita el valor de $\sqrt{f'_c}$ a 26.5 kg/cm^2 . Sin embargo, el ACI (sección 11.1.2.1) no prohíbe el uso de concretos con $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$, pero conduce al diseñador a no tomar en cuenta resistencias mayores para el cálculo de V_c , a menos que una cantidad de refuerzo mínimo a cortante sea proporcionada.

Para elementos no presforzados, las secciones localizadas a una distancia menor que “d” (peralte efectivo del elemento) desde la cara del apoyo, se pueden diseñar para el mismo cortante V_u que el calculado a dicha distancia (sección crítica), siempre que se cumplan las siguientes condiciones (ACI 318-02 sección 11.1.3):

- a) La reacción en el apoyo en dirección del cortante aplicado introduce compresión en las zonas extremas del elemento.
- b) Las cargas están aplicadas en o cerca de la parte superior del elemento.
- c) No ocurre ninguna carga concentrada entre la cara del apoyo y la ubicación de la sección crítica.

Las condiciones donde se aplica la disposición ACI 318-02 (sección 11.1.3) se ilustra en la figura 3.68, y las condiciones donde no se aplica en la figura 3.69.

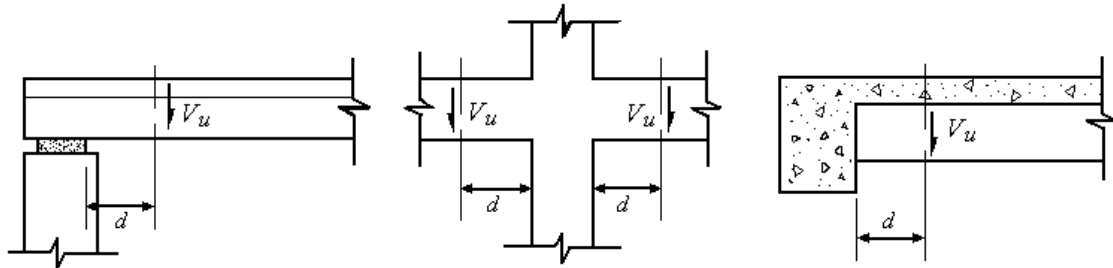


Figura 3.68

Secciones críticas para evaluación de la fuerza cortante factorizada V_u cuando se satisfacen las condiciones del ACI 11.1.3.

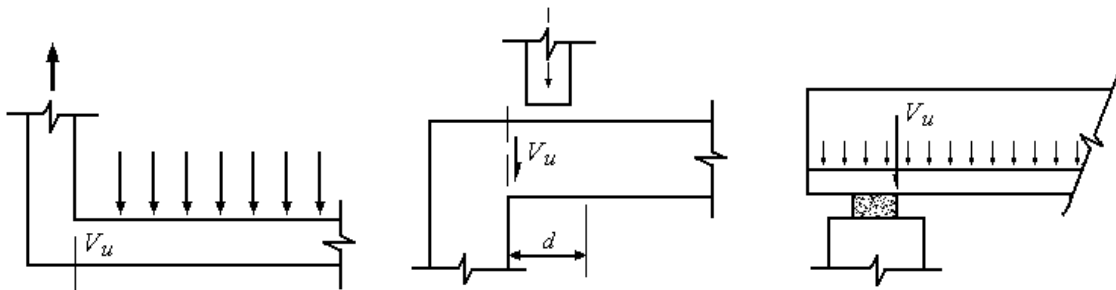


Figura 3.69

Secciones críticas para evaluación de la fuerza cortante factorizada V_u cuando no se satisfacen las condiciones del ACI 11.1.3.

I. Resistencia al cortante proporcionada por el concreto.

Para elementos no presforzados sujetos a cortante y flexión solamente, el código ACI 318 permite el cálculo de la resistencia a cortante del concreto V_c :

- De forma simplificada según ACI 318 (sección 11.3.1.1):

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{ACI 11-3})$$

- De manera detallada según el ACI 318 (sección 11.3.2.1):

$$V_c = \left(0.50 \sqrt{f'_c} + 175 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0.93 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{ACI 11-5})$$

El valor de $V_u d / M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, donde M_u es el momento factorizado que ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

II. Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

El tipo de refuerzo a cortante más común son los estribos cerrados colocados perpendicularmente al eje del elemento, por lo que es el único tipo a tratar en esta sección. Estos estribos deben cumplir con lo establecido en el ACI 318 (sección 12.3.1). El espaciamiento de los estribos utilizados como refuerzo a cortante, colocados perpendicularmente al eje del elemento, no debe exceder de:

- $d/2$ o 60 cm, si $\phi V_s \leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_w d$
- $d/4$ o 30 cm, si $1.06 \sqrt{f'_c} b_w d < \phi V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

El valor de ϕV_s no debe exceder de $2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$. Para situaciones en que la resistencia requerida a cortante excede este límite, el tamaño del elemento o la resistencia del concreto debe incrementarse para contar con una mayor resistencia al cortante proporcionada por el concreto. Cuando la fuerza cortante factorizada V_u excede a la mitad de la resistencia proporcionada por el concreto ($V_u > \phi V_c / 2$), una cantidad mínima de refuerzo por cortante debe proporcionarse en elementos sujetos a flexión, excepto para losas y zapatas, viguetas y vigas pachas. Cuando se requiera, la cantidad mínima de refuerzo por cortante para elementos no presforzados, donde sea permitido despreciar los efectos de torsión, es

$$A_v = 0.20 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{ACI 11-13})$$

pero no menor de:
$$A_v = \frac{3.5 b_w s}{f_y}.$$

Cuando la fuerza cortante factorizada V_u excede la resistencia a cortante del concreto ϕV_c , refuerzo por cortante debe proporcionarse para resistir el cortante en exceso. El código proporciona una ecuación que define la resistencia a cortante del refuerzo V_s en términos del área A_v , resistencia a la fluencia f_y , y el espaciamiento s del refuerzo por cortante que consiste en estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{ACI 11-15})$$

Sustituyendo V_s dentro de ecuación (ACI 11-2) y V_n dentro de ecuación (ACI 11-1), se obtiene:

$$\phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d}{s} \geq V_u$$

En donde los estribos son necesarios, es más ventajoso seleccionar un tamaño de varilla y determinar el espaciamiento requerido. Si es posible, no más de tres diferentes espaciamientos de estribos deben especificarse, con el primer estribo localizado a 5 cm de la cara del apoyo.

Los requisitos de resistencia a cortante se ilustran en la tabla 3.27 y en la figura 3.70.

La expresión para la resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo a cortante ϕV_s puede ser asignada a valores específicos de fuerzas para un tamaño de estribo dado y resistencia del refuerzo. La selección del refuerzo y espaciamiento puede ser simplificado si el espaciamiento es expresado como función del peralte efectivo enés del valor numérico. Límites prácticos de espaciamientos de estribos generalmente varían de $s = d/2$ a $d/4$, desde que espaciamientos menores de $d/4$ no son económicos con un espaciamiento intermedio en $d/3$, un valor específico de ϕV_s puede ser derivado para cada tamaño y espaciamiento de estribos como sigue:

Para estribos verticales:

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s} \quad (\text{ACI 11-7})$$

Sustituyendo d^n/n para s , donde $n = 2, 3$ y 4

$$\phi V_c = \phi A_v f_y n$$

Los valores de ϕV_s dados en la tabla 3.28 pueden ser utilizados para seleccionar refuerzo a cortante. Es de hacer notar que los valores ϕV_s son independientes del tamaño del miembro y la resistencia del concreto.

TABLA 3.27 Disposiciones para diseño del refuerzo por cortante.

		$V_u \leq \phi V_c$	$\phi V_c \geq V_u > \phi V_c / 2$	$V_u > \phi V_c$
Área requerida de estribos, A_v		ninguna	$0.20 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{3.5 b_w d}{f_y}$	$\frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d}$
Espaciamiento de estribos, s	Requerido	-	$\frac{A_v f_y}{0.20 \sqrt{f'_c} b_w} \leq \frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$	$\frac{A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$
	Máximo	-	$\frac{d}{2} \leq 60 \text{ cm}$	$d/2 \leq 60 \text{ cm}$ para $(V_u - \phi V_c) \leq \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ $d/4 \leq 30 \text{ cm}$ para $(V_u - \phi V_c) > \phi 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$

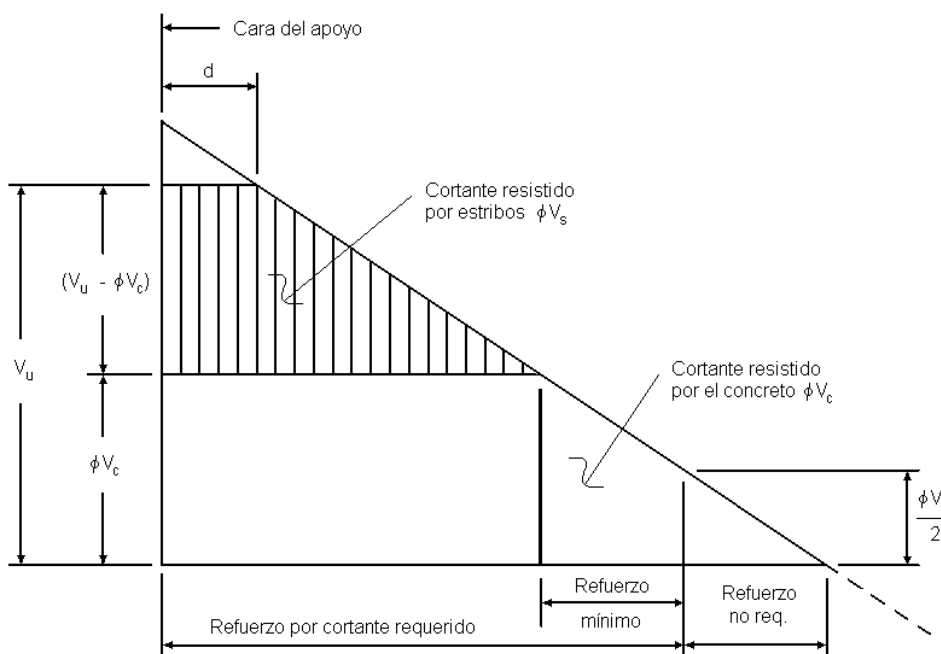


Figura 3.70

Requisitos de resistencia a cortante.

TABLA 3.28 Resistencia a cortante ϕV_s para calibres de barras dadas y espaciamientos.

Espaciamiento	Resistencia a cortante ϕV_s (Ton)					
	Estribo No.3*		Estribo No.4*		Estribo No.5*	
	Grado 40	Grado 60	Grado 40	Grado 60	Grado 40	Grado 60
d/2	5.96	8.94	10.67	16.00	16.63	24.95
d/3	8.94	13.42	16.00	24.00	24.95	37.42
d/4	11.93	17.89	21.34	32.00	33.26	49.90

*Estribo con dos ramas (doble valor para 4 ramas, etc.)

RESISTENCIA NOMINAL DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA (ACI 530-02).

3.5.3.1 Resistencia nominal a flexión y carga axial.

La carga axial nominal, P_n , y la resistencia nominal a flexión, M_n , de una sección transversal será determinada de acuerdo con las asunciones del diseño de la sección 3.2.2 del código, las cuales se detallan a continuación.

- 1) Hay continuidad de la tensión entre el refuerzo, el concreto fluido y la mampostería de tal manera que todas las cargas aplicadas están resistidas de una manera compuesta.
- 2) La resistencia nominal de la sección transversal de la mampostería para la combinación de carga axial y momento será basada en la aplicación de condiciones de equilibrio.
- 3) La deformación máxima que se deberá usar, ϵ_{mu} , en la fibra extrema de la mampostería en compresión deberá ser asumida como 0.0035 para mampostería de arcilla y 0.0025 para mampostería de concreto.
- 4) La deformación en el refuerzo y la mampostería deberá ser asumida directamente proporcional a la distancia desde el eje neutro.
- 5) Los esfuerzos en el refuerzo que estén por debajo de la resistencia de fluencia especificada, f_y , deberán tomarse como E_s veces la deformación del acero en ese momento. Para deformaciones mayores que las correspondientes a f_y , los esfuerzos en el acero deberán tomarse iguales a f_y .

- 6) La resistencia a la tensión en la mampostería será despreciada para el cálculo de la resistencia a flexión pero debe ser considerada para el cálculo de las deflexiones.
- 7) La relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación en la mampostería deberán ser asumida por lo siguiente:

Los esfuerzos en la mampostería de $0.80f'_m$ se asumirán como uniformemente distribuidos sobre una zona de compresión equivalente, limitada por los extremos de la sección transversal y la línea recta localizada paralela al eje neutro a una distancia $a = 0.80c$ de la fibra en compresión de máxima deformación. La distancia c de la fibra de máxima deformación al eje neutro deberá medirse perpendicular a este. El bloque rectangular equivalente de esfuerzos resultante se muestra en la figura 3.71. Estas asunciones son muy similares a las encontradas en el diseño por resistencia de concreto reforzado.

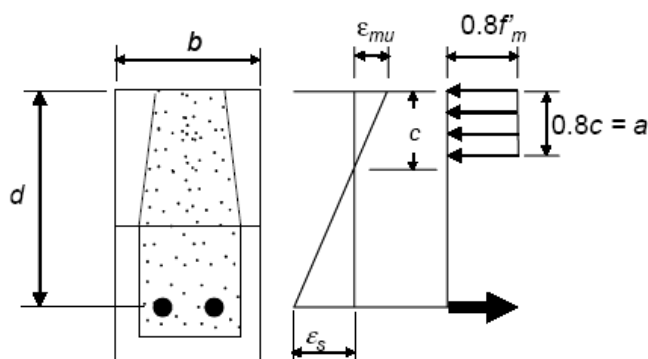


Figura 3.71

Bloque de Esfuerzos Rectangular Equivalente.

Aunque no se establece en el código, las ecuaciones de esta sección se aplican sólo a paredes con refuerzo en el centro y con todas las celdas llenas o que, el bloque rectangular de esfuerzos equivalente no debe tener una profundidad mayor que el espesor de la cara para construcciones parcialmente coladas (celdas alternadas). Con estas limitaciones, las ecuaciones para el diseño de elementos a flexión de mampostería reforzada por el método de resistencia sin carga axial son las siguientes:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{ACI 3-27})$$

$$a = \frac{(P_u + A_s f_y)}{0.80 f'_m b} \quad (\text{ACI 3-28})$$

Sustituyendo el valor de “a” en la ecuación 3-28, resulta:

$$M_n = (A_s f_y + P_u) \left(d - \frac{(A_s f_y + P_u)}{2 \times 0.8 f'_m b} \right) \quad (3.65)$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal del momento, Kg-m.

A_s : Área efectiva de la sección transversal, correspondiente al refuerzo en una columna o miembro sometido a flexión, cm^2 .

F_y : Límite de fluencia a tensión del refuerzo, Kg/cm^2 .

P_u : Carga axial factorizada, Kg.

D : Distancia desde la cara a compresión del miembro a flexión, al centroide del refuerzo longitudinal a tensión, cm.

B : Ancho efectivo del miembro, cm.

A : Altura del bloque rectangular de esfuerzos equivalentes, cm.

La resistencia nominal a compresión axial no excederá de los siguientes valores:

(a) Para los miembros que tienen una relación h/r no mayor que 99:

$$P_n = 0.80 \left[0.80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (\text{ACI 3-16})$$

(b) Para los miembros que tienen una relación h/r mayor que 99:

$$P_n = 0.80 \left[0.80 f'_m (A_n - A_s) + f_y A_s \right] \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \quad (\text{ACI 3-17})$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a compresión axial, Kg.

f'_m : Resistencia especificada a compresión de la mampostería a los 28 días, Kg/cm^2 .

A_n : Área neta de la mampostería, cm^2 .

h : Altura libre de la pared, cm

r : Radio de giro, cm

3.5.3.2 Resistencia nominal a cortante.

En el diseño por resistencia para cortante, los cortantes de las cargas de diseño factoradas deben ser iguales o mayores a la resistencia del cortante de diseño (la resistencia a cortante nominal multiplicada por el factor de reducción de resistencia). El factor de diseño por cortante se calcula igual para mampostería reforzada o no reforzada, mientras la resistencia a cortante nominal es calculada de manera diferente para cada una.

Para mampostería reforzada, la resistencia a cortante nominal es calculada como la resistencia al corte proporcionada por la mampostería, más la resistencia al corte proporcionada por el refuerzo a cortante. La resistencia al corte proporcionada por la mampostería (V_m) es una función del área neta de la mampostería (A_n), la resistencia a la compresión de la mampostería especificada (f'_m) y la magnitud de la relación de cortante en cada tramo de la profundidad, M / Vd , y la aplicación de la fuerza a compresión actuando normal a la fuerza cortante (N_v).

La resistencia al corte proporcionada por el refuerzo es una función de la cantidad de refuerzo (A_v / s), el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo (f_y) y la profundidad de la mampostería en la dirección del cortante (d_v). En el diseño por resistencia de la mampostería reforzada, es permitido que el cortante sea resistido simultáneamente por la mampostería y por el refuerzo a cortante.

La resistencia a cortante nominal para elementos a flexión y paredes de corte son idénticas.

Para mampostería reforzada, el cortante de diseño factorado no debe exceder la resistencia a cortante nominal, V_n , multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ , igual a 0.80 para mampostería sujeta a cortante. La resistencia nominal a cortante, V_n , puede ser calculada usando la siguiente ecuación:

$$V_n = V_m + V_s \quad (\text{ACI 3-18})$$

Donde, V_m : Resistencia al cortante de la mampostería.

V_s : Resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo.

V_n , no debe exceder los siguientes valores:

a) Cuando $M/Vd_v \leq 0.25$:

$$V_n = 6A_n \sqrt{f'_m} \quad (\text{ACI 3-19})$$

b) Cuando $M/Vd_v \geq 1.00$:

$$V_n = 4A_n \sqrt{f'_m} \quad (\text{ACI 3-20})$$

c) El valor máximo del V_n para M/Vd_v entre 0.25 y 1.0 puede ser interpolado.

La resistencia nominal a cortante de la mampostería, V_m puede ser calculada mediante la siguiente ecuación.

$$V_m = \left[1.06 - 0.464 \left(\frac{M}{Vd_v} \right) \right] A_n \sqrt{f'_m} + 0.25P \quad (\text{ACI 3-21})$$

La relación M/Vd_v no necesita ser tomado mayor que 1.0.

La expresión M/Vd_v usa cargas no factoradas, las cuales se deben seguir y aplicar separadamente de las cargas factoradas usadas en los cálculos reales de cortante.

El refuerzo por cortante debe ser proporcionado si el cortante factorado excede la resistencia a cortante de diseño de la mampostería. La resistencia a cortante nominal proporcionada por el refuerzo es:

$$V_s = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v \quad (\text{ACI 3-22})$$

En estas expresiones:

V_n : Resistencia nominal al cortante, Kg.

V_m : Resistencia nominal al cortante en la mampostería, Kg.

V_s : Cortante proporcionado por el refuerzo, Kg.

V : Fuerza cortante total de diseño (para cargas de trabajo), Kg.

M : Momento de diseño (para cargas de trabajo), Kg-m.

P : Carga axial de diseño, Kg.

A_v : Área de refuerzo por cortante, cm^2 .

s : Espaciamiento entre el refuerzo, cm.

f_y : Esfuerzo de fluencia, Kg/cm².

d_v : Peralte efectivo de la pared, cm.

3.6 DETALLADO DEL REFUERZO.

El buen comportamiento de una estructura depende no sólo de que la estructuración escogida sea apropiada y que el análisis del efecto de las fuerzas que actúan sobre la estructura sea correcto, sino también en buena parte, de un eficaz detallado del refuerzo que responda a las características particulares de la mampostería o concreto reforzado (en el caso de los elementos de concreto dentro de la vivienda).

El detallado del refuerzo consiste en la determinación de la disposición de las barras utilizadas para el armado, de manera que se logre un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un adecuado nivel de ductilidad bajo las cargas o deformaciones ultimas. Comprende también la elaboración de los dibujos y planos que garanticen que el refuerzo se coloque en la obra de acuerdo con los requerimientos del proyectista.

En las siguientes secciones se reseñan brevemente algunas de las recomendaciones más importantes del detallado, dados por el American Concrete Institute tanto para estructuras de mampostería como para estructuras de concreto, con énfasis especial en las precauciones particulares que deben observarse en el caso de estructuras expuestas a acciones sísmicas, de igual manera se presentan los requerimientos que estipula la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas de nuestro país, esto con el objeto de proporcionar un panorama general de los requisitos que deben de satisfacerse para lograr un buen detallado del refuerzo. A continuación, se presentan los parámetros dados por el comité ACI 530-02 para estructuras de mampostería.

3.6.1 DETALLADO DEL REFUERZO CON BASE AL REGLAMENTO ACI 530-02.

El código en la sección 1.12 señala las siguientes condiciones.

1. Todas las varillas del refuerzo deben estar embebidas en el concreto fluido (grout).
2. El tamaño máximo de la varilla utilizada como refuerzo deberá ser la N° 11 (sistema ingles).
3. El diámetro del refuerzo no debe exceder la mitad de la dimensión menor de la celda. (Ver figura 3.72).

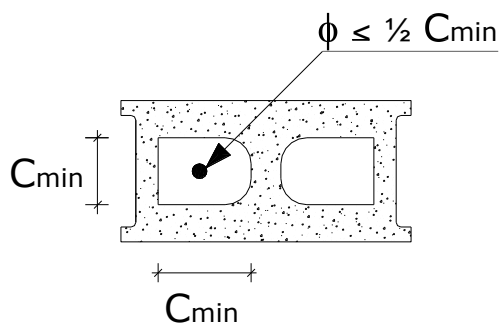


Figura 3.72

Límites para el diámetro de refuerzo.

4. La distancia libre entre varillas paralelas no debe ser menor que el diámetro nominal de la varilla, y en todo caso no debe ser menor que 2.5 cm
5. En columnas y en pilastras, la distancia libre entre varillas verticales no debe ser menor que $1\frac{1}{2}$ veces el diámetro nominal de la varilla y en ningún caso debe ser menor de 4 cm.

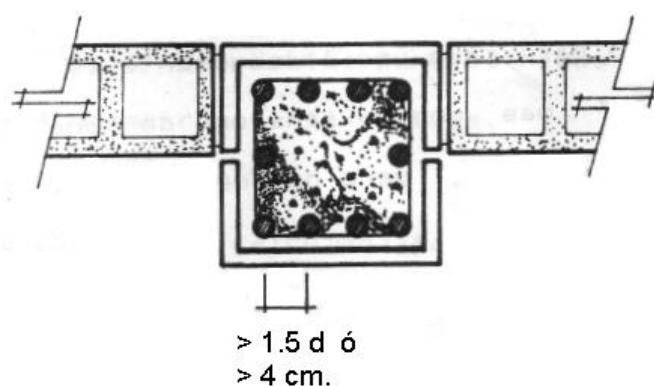


Figura 3.73

Separación de varillas en columnas y pilastras.

6. Las limitaciones de distancias libres entre varillas también son aplicables a la distancia libre entre traslapes de contacto y traslapes adyacentes de varillas, en la figura 3.74 se ilustran los traslapes en contacto y los traslapes adyacentes.

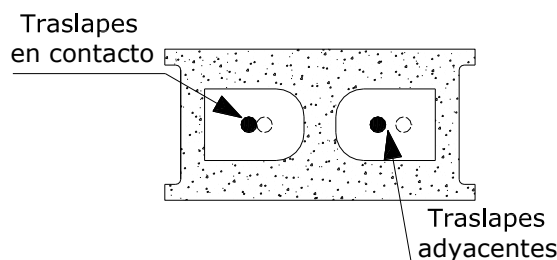


Figura 3.74

Traslapes en contacto y traslapes adyacentes.

7. Grupos de varillas paralelas en paquete, que están en contacto y que actúan como una unidad, deben estar limitadas en un número de 2 en cada paquete. Los puntos de corte de varillas individuales en el paquete, deben darse en puntos que estén separados cuando menos a una distancia de 40 veces el diámetro de la varilla, tal como lo ilustra la figura 3.75.

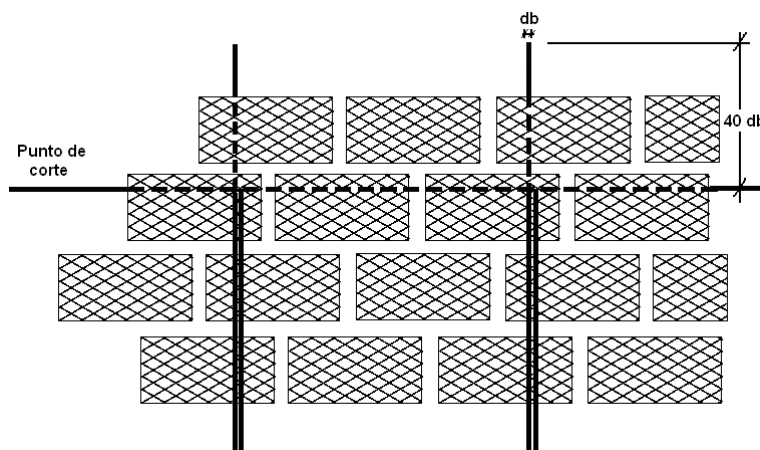


Figura 3.75

Puntos de corte para varillas en paquete.

8. El refuerzo embebido en el concreto fluido (grout) debe tener un espesor de concreto fluido entre el refuerzo y la cara interior de la mampostería no menor de 0.64 cm en el caso del concreto fluido fino ó 1.25 cm en el caso del concreto fluido grueso⁵⁴.
9. Las varillas de refuerzo deben tener un recubrimiento no menor de:

⁵⁴ Las definiciones de concreto fluido fino y grueso, se presentan en el siguiente capítulo.

- a) Caras de mampostería expuesta al suelo o clima: 5 cm, para varillas mayores del N° 5; 3.75 cm para varillas del N° 5 o menores.
 - b) Mampostería no expuesta al suelo o clima: 3.75 cm
10. Los alambres de refuerzo utilizados en las juntas deben estar completamente embebidos en el mortero o concreto fluido, con un recubrimiento mínimo de 1.60 cm cuando estén expuestas al suelo o clima y 1.25 cm cuando no están expuestos al suelo o clima.
11. Ganchos estándar, deben ser hechos por uno de los siguientes métodos:
- a) Un dobléz de 180° más una extensión de cuando menos 4 veces el diámetro de la varilla, pero en ningún caso menor de 6.5 cm (2½ pulg.) en el extremo libre de la varilla.

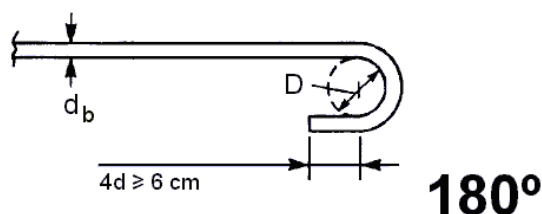


Figura 3.76

Gancho estándar con un dobléz de 180°

- b) Un dobléz de 90° más una extensión de cuando menos 12 veces el diámetro de la varilla, en el extremo libre de la varilla.

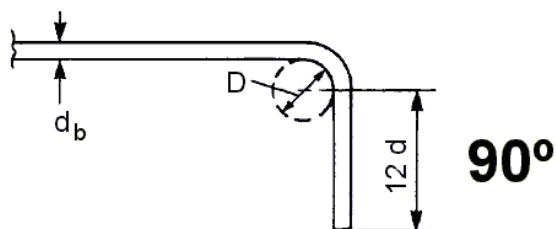


Figura 3.77

Gancho estándar con un dobléz de 90°

- c) Para estribos y amarres solamente un dobléz de 90° ó 135° más una extensión de cuando menos 6 veces el diámetro de la varilla en el extremo libre de la varilla.

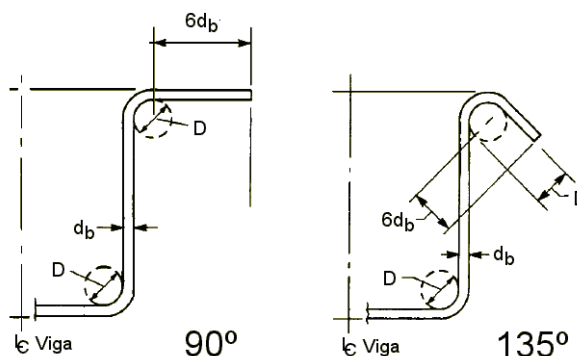


Figura 3.78

Estribos y amarres con un dobléz de 90° y 135°

12. Los diámetros mínimos de dobléz medidos en la parte interior de la varilla de refuerzo no debe exceder lo siguiente:
- Para varillas del N° 3 al N° 7, acero grado 40: 5 veces el diámetro de la varilla.
 - Para varillas del N° 3 al N° 8, aceros grado 50 ó 60: 6 veces el diámetro de la varilla.
 - Para varillas del N° 9,10 y 11, aceros grados 50 ó 60: 8 veces el diámetro de la varilla.

3.6.1.1 Requerimientos de diseño sísmico.

Los siguientes requerimientos se aplican al diseño y construcción de diseño de mampostería en zonas sísmicas (acorde al reglamento ACI 530-02).

I. Paredes especiales de mampostería reforzada (paredes de cortante).

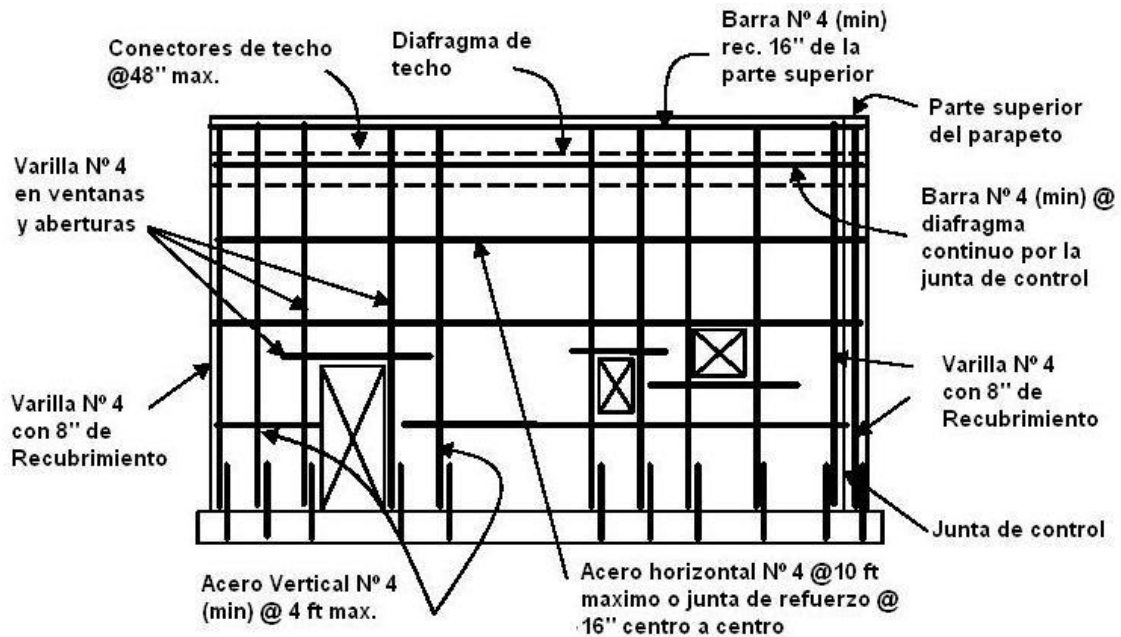
- El espaciamiento máximo del refuerzo horizontal o vertical debe ser el menor de los siguientes valores: $\frac{1}{3}$ de la longitud de la pared de cortante, $\frac{1}{3}$ de la altura de la pared de cortante, ó 120 cm.
- El área mínima de refuerzo vertical debe ser $\frac{1}{3}$ del refuerzo requerido para cortante ($\frac{1}{3} A_v$).
- El refuerzo por cortante debe ser anclado alrededor de las varillas del refuerzo vertical por medio de un gancho estándar.
- Requerimientos de refuerzo mínimo.

- a) Las paredes de mampostería deben ser reforzadas en las dos direcciones horizontal y vertical. La suma de áreas de refuerzo en la dirección horizontal y vertical debe ser cuando menos igual a 0.002 veces el área de sección gruesa de la pared⁵⁵, y el área mínima de refuerzo en cualquier dirección no debe ser menor que 0.0007 veces el área gruesa de la sección transversal de la pared.
- b) El refuerzo vertical de cuando menos 1.25 cm^2 debe ser proporcionado en las esquinas, en una distancia de 40 cm como máximo a cada lado de las aberturas; a una distancia de 20 cm, como máximo a cada lado de las juntas de control o movimiento; en una distancia de 20 cm como máximo en los extremos de las paredes y finalmente con un espaciamiento máximo de 3.05 m centro a centro.
- c) El refuerzo adyacente a las aberturas no es necesario que sea provisto para aberturas menores de 40 cm, en cualquiera de las direcciones, horizontal o vertical, a menos que el espaciamiento del acero de refuerzo sea interrumpido por tales aberturas.
- d) El refuerzo horizontal en la juntas debe consistir de cuando menos dos alambres W1.7 (Cal. 9; $\phi = 0.148$ pulg. o 3.8 mm) espaciados a no más de 40 cm; ó de manera alterna reforzamiento en soleras con un área mínima de 1.25 cm^2 espaciadas no más de 3.05 m. El refuerzo horizontal también debe ser provisto en la parte inferior y superior de agujeros y deberá extenderse en una distancia no mayor de 60 cm y no menor de 40 veces el diámetro de la varilla, más allá del agujero, además deberá proveerse acero de refuerzo en forma continua entre la pared y las losas, y finalmente en una distancia no menor de 40 cm.

Estos requerimientos de detallado se muestra en la figura 3.79⁵⁶.

⁵⁵ El área gruesa de una pared, es el área total de la sección transversal correspondiente a una sección especificada.

⁵⁶ MSJC. "Provisions for Seismic Design". Capitulo 16. pág. 12.



- Refuerzo horizontal ≥ 0.0007 veces el área de la sección transversal de la pared.
- Refuerzo vertical ≥ 0.0007 veces el área de la sección transversal de la pared.
- Refuerzo horizontal + vertical ≥ 0.002 veces el área de la sección transversal de la pared.
- Espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder de un tercio de la menor dimensión de la pared.
- El refuerzo vertical no debe ser menor que $1/3$ del refuerzo horizontal.
- El refuerzo por cortante se debe anclar al rededor al refuerzo vertical con ganchos de 180° .

Figura 3.79 Refuerzo Mínimo prescrito para paredes de corte de mampostería con refuerzo especial.

3.6.1.2 Conexiones de paredes que se intersectán.

La conexión de las paredes que se intersectán deben cumplir uno de los siguientes requerimientos, estipulados en la sección 1.9.4 del código ACI 530.

1. 50% de las unidades de mampostería en la interfase deben estar entrelazadas. (Ver figura 3.80).
2. Las paredes deben estar ancladas por conectores de acero embebidos en el grout (ver figura 3.81), y deberán cumplir los siguientes requerimientos:
 - a) Se utilizará una barra de tamaño mínimo de $1\frac{1}{4} \times 1\frac{1}{2} \times 24$ ". En los extremos se deberá incluir ganchos de 90° más una extensión de 2" para formar un "U" ó una "Z"
 - b) El espaciamiento máximo es de 1.22 m.

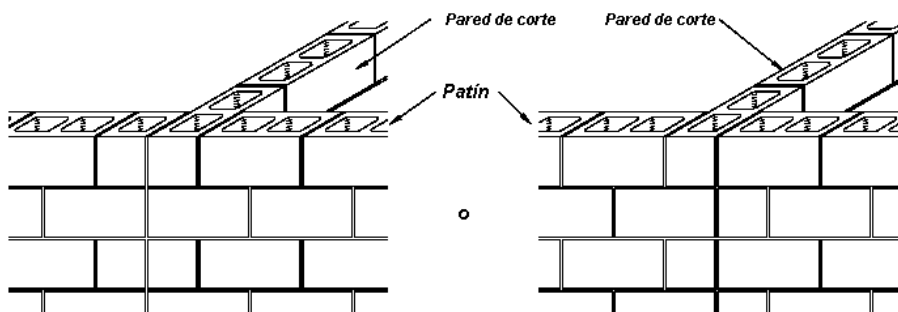
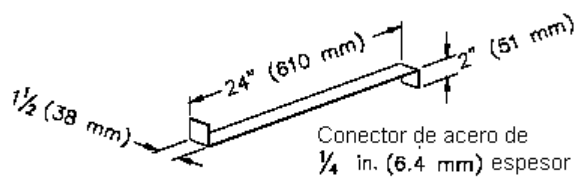
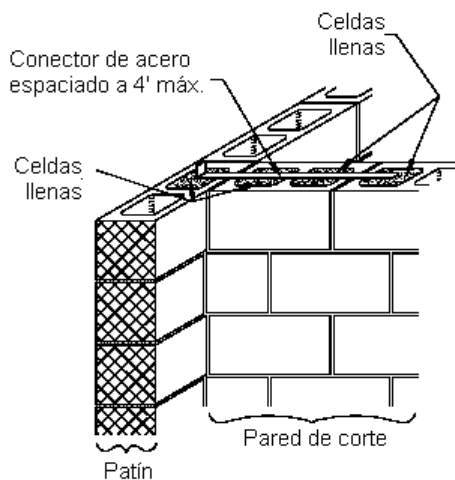


Figura 3.80

Aparejo cuatroporado en intersecciones de paredes.



Dimensiones mínimas



Elevación

Figura 3.81

Conectores de acero en intersecciones de paredes.

- Soleras que se intersectan deben ser provistas en la intersección de las paredes con un espaciamiento máximo de 1.22 m, centro a centro. El acero de refuerzo mínimo a utilizar en las soleras debe ser 2.12 cm^2 por cada metro de pared, como se ilustra en la figura 3.82.

Soleras espaciadas a 4' -0" (1.22 m)
verticalmente centro a centro máx.

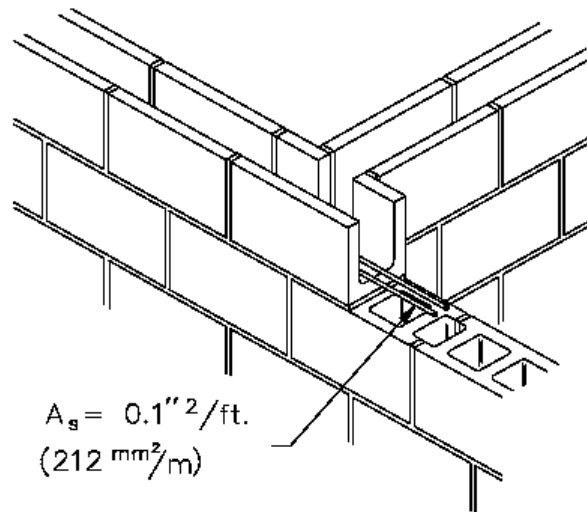


Figura 3.82

Bloques soleras en intersecciones de paredes.

3.6.1.3 Traslapes del refuerzo.

Los traslapes incluyendo los traslapes soldados o conexiones mecánicas son permitidos acorde a las siguientes condiciones, expuestas en la sección 2.1.10.6 del código ACI 530.

1. Todas las soldaduras deberán ser llevadas a cabo conforme a la norma AWS (American Welding Society), sección D1.4.
2. La longitud mínima de traslape para varillas en tensión o compresión debe ser el mayor de los siguientes valores:
 - a) $L_d = 0.002 d_b F_s$.
 - b) $L_d = 30 \text{ cm}$.
3. Las varillas traslapadas utilizando varillas que no están en contacto, no deben espaciarse en sentido transversal a mayor distancia de la quinta parte de la longitud de traslape requerida, ni a más de 20 cm, tal como se observa en la figura 3.83.

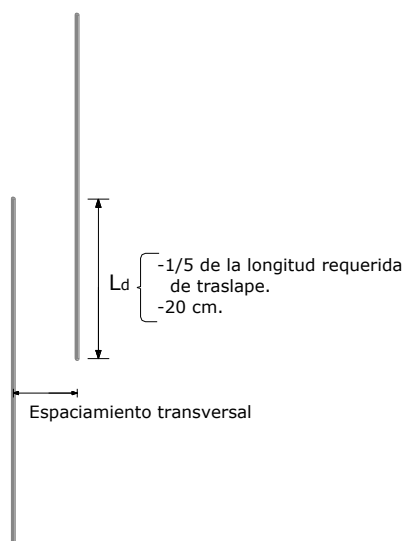


Figura 3.83

Espaciamiento transversal de varillas adyacentes.

3.6.2 DETALLADO DEL REFUERZO CON BASE A LA NORMA ESPECIAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE VIVIENDAS (2004).

La norma en la sección 4.2 estipula las siguientes recomendaciones para el detallado de paredes de mampostería con refuerzo interior:

1. El espesor de la primera junta de mortero (entre la primera hilada de piezas y la solera de fundación) no será menor de 0.10 cm ni mayor de 2.5 cm (Figura 3.84a); el espesor de las subsiguientes juntas horizontales (sisas) no será menor de 0.10 cm, mayor de 2 veces el diámetro de la varilla horizontal colocada en la junta ni mayor de 1.5 cm (Figura 3.84b).
2. El recubrimiento mínimo de una varilla de refuerzo horizontal será de 1.6 cm con respecto a la cara exterior de la pared y de 0.10 cm con respecto a la cara interior (Figura 3.85).
3. La distancia libre entre una varilla longitudinal y la pared interna de la pieza no será menor de 0.6 cm. Si la pared se encuentra expuesta en contacto con el terreno, el recubrimiento mínimo de las varillas verticales será de 3.5 cm (Figura 3.86a).
4. Cuando la varilla de refuerzo horizontal sea colocada en un bloque solera, el recubrimiento mínimo será de 0.10 cm con respecto a la cara interna del bloque (Figura 3.86b).

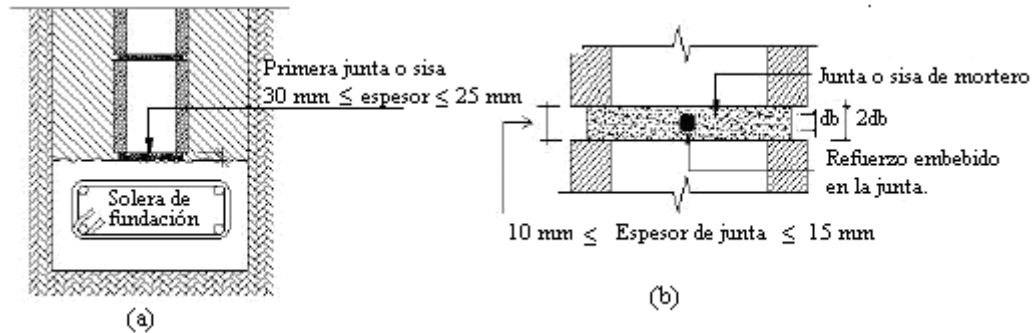


Figura 3.84

Espesores mínimos de junta (sisa) en paredes de mampostería con refuerzo interior.

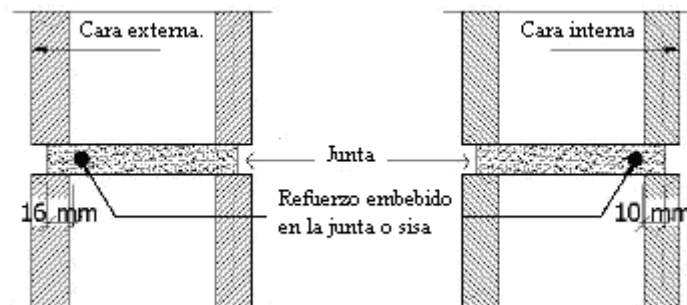


Figura 3.85

Recubrimiento mínimo de refuerzo horizontal embebido en junta (sisa).

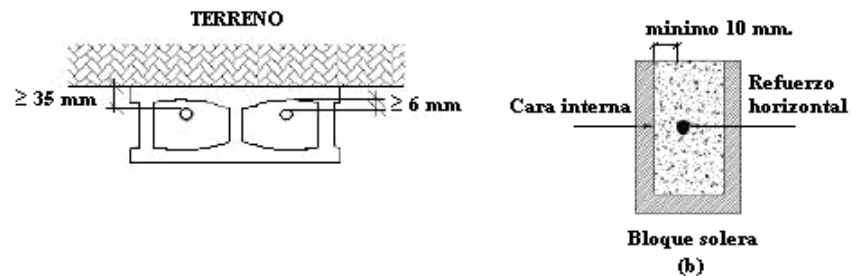


Figura 3.86

Recubrimiento mínimo (vertical u horizontal) en paredes de mampostería con refuerzo interior.

3.6.2.1 Doble del refuerzo.

1. Las varillas rectas a tensión podrán terminar con un doblez a 90 ó 180 grados. La longitud de la extensión después del doblez de 90 grados no será menor que 12 veces el diámetro de la varilla (12db). Para doblez de 180 grados, la longitud de

extensión después del dobléz deberá ser de 4 veces el diámetro de la varilla (4db), pero no menor de 6.5 cm del extremo libre de la varilla.

2. Los estribos de nervios y soleras serán cerrados, de una pieza y deberán rematarse en una esquina con un dobléz de 135 grados, seguido de una extensión de 6 veces el diámetro de la varilla del estribo (6db), pero no menor de 3.5 cm (Figura 3.91).
3. Las grapas deberán rematarse con un dobléz de 180 grados, seguido de una extensión de 6 veces el diámetro de la varilla de la grapa (6db), pero no menor de 3.5 cm (Figura 3.87).

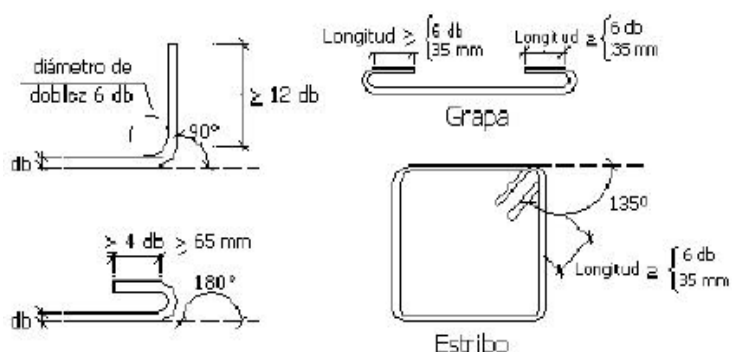


Figura 3.87

Dobléces de las varillas de refuerzo: Ganchos de 90, 135 y 180 grados.

3.6.2.2 Anclaje.

1. El refuerzo horizontal colocado en las juntas (sisas) deberá ser continuo a lo largo de la pared, entre dos nervios si se trata de paredes confinadas, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con varillas verticales en paredes reforzadas interiormente. No se admitirá el traslape de las varillas de refuerzo horizontal en ningún tramo entre celdas rellenas.
2. El refuerzo horizontal deberá anclarse en las celdas rellenas reforzadas (Figura 3.88). Se deberá anclar mediante un dobléz a 90° colocado dentro de una de ellas. El dobléz del gancho deberá ser colocado verticalmente dentro de la celda rellena lo más alejado posible de la pared de la celda rellena en contacto con la mampostería.

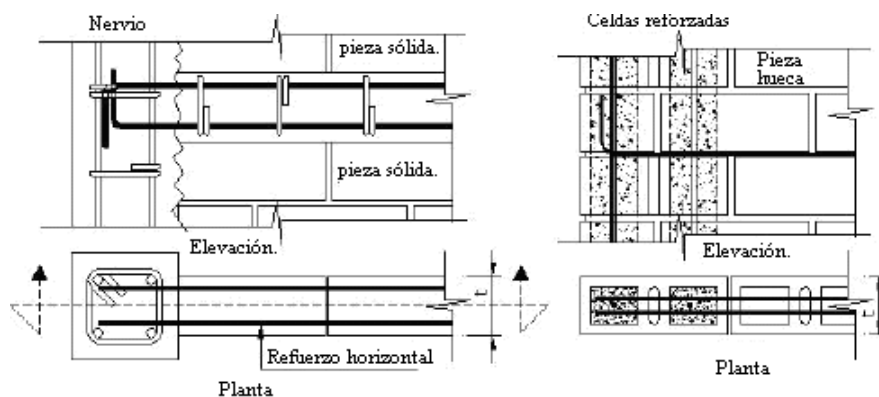


Figura 3.88

Anclaje del refuerzo horizontal en nervios o celdas reforzadas.

3.6.2.3 Traslape del acero de refuerzo.

1. La longitud de traslape de varillas de refuerzo en elementos de concreto reforzado se determinará de acuerdo con lo especificado en la Norma de Concreto o en el Reglamento ACI 318-02.
2. Como alternativa simplificada en elementos de concreto reforzado, la longitud de traslape para varillas No. 5 (1.59 cm) o menores puede ser evaluada como 25 db en varillas con esfuerzo especificado de fluencia igual a 2800 Kg/cm² y 35 db en varillas con esfuerzo especificado de fluencia igual a 4200 Kg/cm². En ningún caso la longitud de traslape será menor de 30.0 cm.
3. Si las varillas son traslapadas en el interior de piezas o unidades huecas, la longitud de traslape será al menos igual a 50 db en varillas con esfuerzo especificado de fluencia igual a 4200 Kg/cm², 40 db en varillas con esfuerzo especificado de fluencia igual a 2800 Kg/cm² y al menos igual a 60 db en varillas con esfuerzo especificado de fluencia mayor de 4200 Kg/cm².
4. El traslape en paredes deberá ser ubicado en el tercio medio de la altura de ella.
5. No se permite el traslape de más del 50 por ciento del acero longitudinal del elemento (nervio, solera, pared, losa) en una misma sección.

3.6.2.4 Conexiones entre paredes.

Es importante señalar que las paredes que se conectan entre sí, deben contar con el refuerzo adecuado en la intersección para permitirles de esta forma mayor estabilidad, proporcionándoles continuidad y resistencia. La NEDCV indica algunos aspectos relacionados con las intersecciones de paredes. En la sección 4.4 referente al detallado del refuerzo, se dice que:

1. Las intersecciones de paredes de mampostería con refuerzo interior en esquina (“L”), en “T” o en “cruz” con unidades o piezas de 150 mm y 200 mm de espesor se realizarán por cualquiera de los siguientes procedimientos:
 - a) Utilizando unidades especiales de esquina que permitan una construcción con colocación cuatrapeada de las unidades.
 - b) Eliminando las paredes exteriores de cada una de las unidades que se encuentran en contacto en la unión, en una distancia igual a la dimensión libre de la celda a fin de obtener una celda común de colado entre dichas unidades. Ver figura 3.89.
2. Las intersecciones de paredes de mampostería con refuerzo interior en esquina (“L”), en “T” o en “cruz” con unidades o piezas de 100 mm de espesor se realizarán por medio de nervios de concreto reforzado.

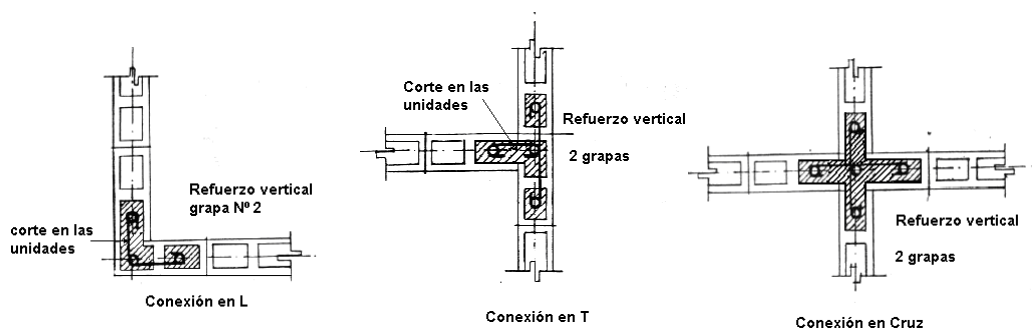


Figura 3.89

Detallado del refuerzo en paredes que se conectan.

Los puntos tratados anteriormente fueron dados para el cumplimiento del detallado del refuerzo en estructuras de mampostería, ahora abordaremos los requisitos que estipula el comité del reglamento ACI 318-02, para estructuras de concreto.

3.6.3 DETALLADO DEL REFUERZO CON BASE AL REGLAMENTO ACI 318-02.

El código en la sección 7 señala las siguientes condiciones.

3.6.3.1 Varillas de refuerzo.

Las varillas o barras de refuerzo es el tipo de refuerzo más común, y se encuentran disponibles en un amplio intervalo de diámetros. Estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto (adherencia). Los tamaños de las varillas se denominan mediante números que corresponde muy cercanamente al diámetro nominal de las mismas y difiere de un sistema de unidades a otro. En nuestro país, aún cuando en el diseño se trabaje con unidades de kg y cm, la designación de las varillas se da según el sistema inglés; por tanto el número de varilla corresponde aproximadamente al número de octavos de pulgada del diámetro de la misma. Las dimensiones y pesos nominales de las varillas de refuerzo más comunes en nuestro medio se encuentran tabuladas en la tabla 3.29.

TABLA 3.29 Dimensiones y pesos nominales de varillas (Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto).

Tamaño de Varilla No.	Diámetro nominal cm	Área nominal cm ²	Peso nominal kg/m
2*	0.64	0.32	0.25
3	0.95	0.71	0.56
4	1.27	1.27	1.00
5	1.59	1.98	1.56
6	1.90	2.85	2.24
7	2.22	3.88	3.05
8	2.54	5.07	3.98
9	2.87	6.45	5.07
10	3.23	8.19	6.42
11	3.58	10.06	7.92

- Varilla No. 2 es lisa

3.6.3.2 Ganchos estándar y diámetros mínimos de doblez.

Los requisitos para ganchos estándar y para diámetro interior mínimo de doblez terminado de las varillas de refuerzo se ilustran en las tablas 3.30 y 3.31. Los detalles de ganchos estándar para estribos y anillos sólo se aplican a las varillas del #8 y menores. Los principales factores que afectan el diámetro mínimo de doblez, son la capacidad de la varilla a doblarse sin ruptura y la prevención del aplastamiento del concreto dentro del doblado.

3.6.3.3 Doblado.

Todo el refuerzo debe doblarse en frío, a menos que el ingeniero estructural permita lo contrario. Para dobleces no comunes puede requerirse una fabricación especial que incluya el calentamiento, en cuyo caso el ingeniero estructural debe aprobar las técnicas utilizadas.

TABLA 3.30 Gancho estándar para refuerzo principal.	
Tamaño de la varilla	Diámetro mínimo de doblez terminado, $D^{(a)}$
Del # 3 al #8	$6 d_b$
#9, #10 y #11	$8 d_b$
#14 y #18	$10 d_b$

(a) Medido en el lado interior de la varilla.

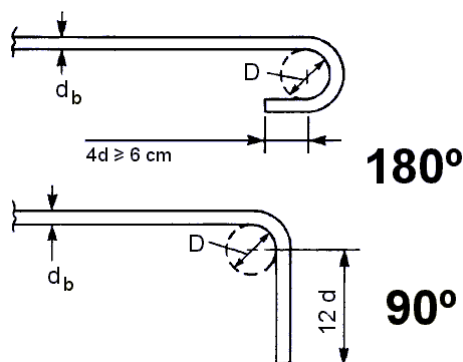
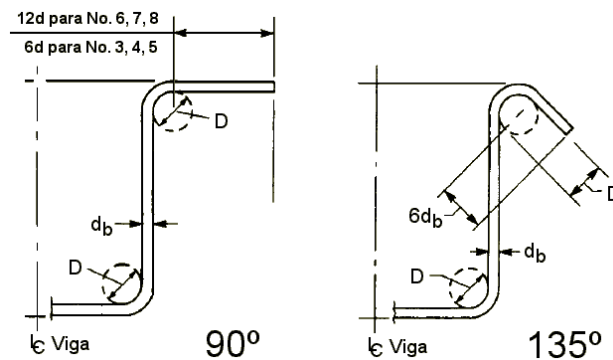


TABLA 3.31 Gancho estándar para estribos y para anclaje de refuerzo.

Tamaño de la varilla	Diámetro mínimo de doblé terminado, $D^{(b)}$
Del #3 al #5	$4 d_b$
Del #6 al #8	$6 d_b$

(b) Medido en el lado interior de la varilla.



3.6.3.4 Colocación del refuerzo.

Para el acero de refuerzo, se requieren soportes que lo sostengan adecuadamente y lo aseguren contra el desplazamiento durante el colado; sin embargo, no es necesario que dichos soportes sean de alguna clase o material específicos. La soldadura de varillas transversales (soldadura por puntos) para el ensamble del refuerzo está prohibida, excepto cuando el ingeniero la autorice específicamente.

Se conceden tolerancias para la colocación del refuerzo para recubrimiento mínimo de concreto y para peralte efectivo, d . Ambas dimensiones son componentes del peralte total, por lo que las tolerancias para estas dimensiones están relacionadas directamente. El grado de tolerancia permitida depende del tamaño del elemento, expresado como función del peralte efectivo d . Las tolerancias mencionadas se dan en la tabla 3.32. Las excepciones a estas disposiciones son:

1. La tolerancia para la distancia libre al fondo del molde no debe ser menos de 0.64 cm (1/4").

- La tolerancia para el recubrimiento no debe reducirse más de un tercio del recubrimiento mínimo requerido en los planos de diseño y especificaciones.

Para los extremos de las varillas y para la posición longitudinal de los dobleces, la tolerancia es de ± 5 cm, excepto en los extremos discontinuos de los elementos, en los que la tolerancia es ± 1.5 cm. Estas tolerancias se ilustran en la figura 3.90.

TABLA 3.32 Tolerancias de dimensiones críticas para la ubicación del refuerzo.

Peralte efectivo "d"	Tolerancia para "d"	Tolerancia para Recubrimiento mínimo
$d \leq 20$ cm o menos	± 1.0 cm	-1.0 cm
$d >$ mas de 20 cm	± 1.5 cm	-1.5 cm

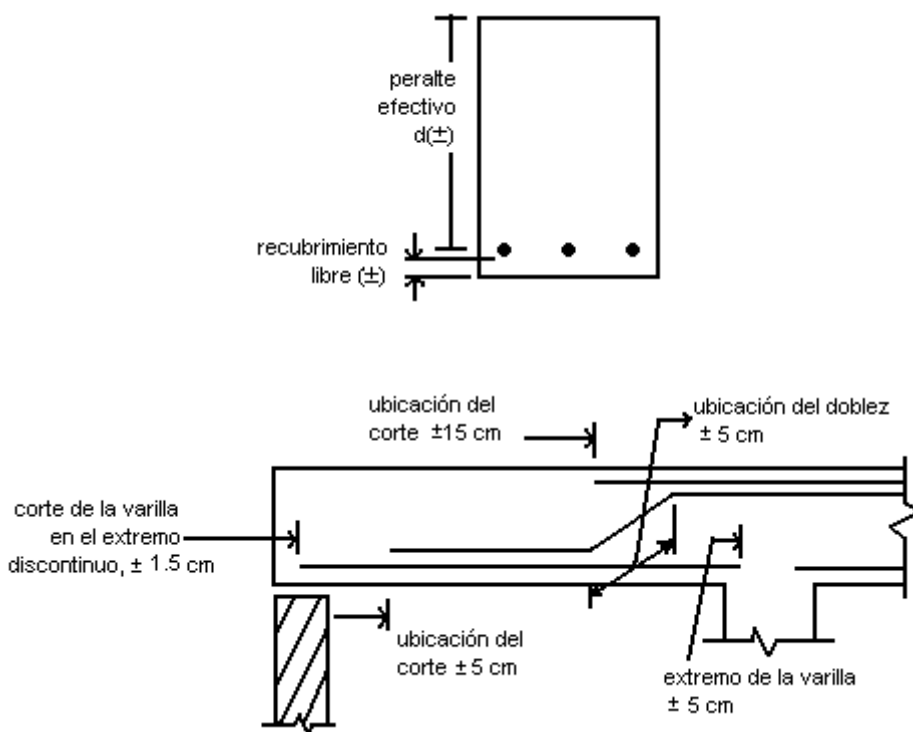


Figura 3.90

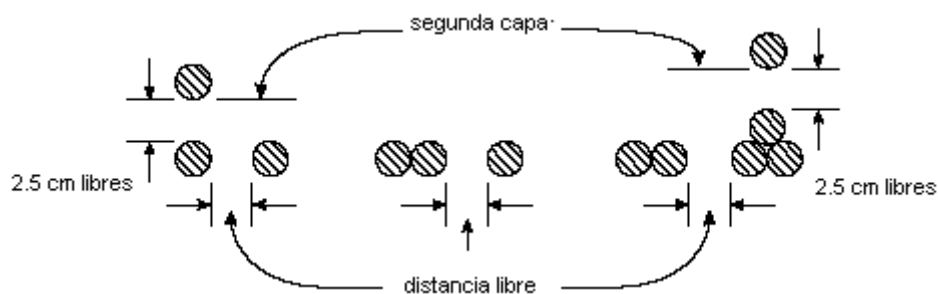
Tolerancias para el doblaz de la varilla y la ubicación de los cortes.

3.6.3.5 Límites para el espaciamiento del refuerzo.

Espaciamiento mínimo

Los requisitos de espaciamiento de distancia libre entre las varillas son los siguientes: para los elementos con varillas paralelas en una capa, no menor que el diámetro de una varilla ni menor que 2.5 cm; para el refuerzo colocado en dos o más capas, las varillas deberán estar exactamente una sobre otra, con un espacio libre vertical de 2.5 cm por lo menos. Para elementos en compresión reforzados con espiral o con amarres, la distancia libre entre varillas longitudinales no debe ser menor de 1.5 diámetros nominales de la varilla confinada, ni menos de 4 cm. Es necesario observar que estos requisitos de espaciamiento también se aplican a la distancia libre entre las varillas traslapadas y varillas en paquete. Asimismo, es preciso tener en cuenta que los requisitos de espaciamiento basados en el tamaño de los agregados que se mencionan en la sección 3.3.3 del código pueden ser aplicables. Las distancias libres entre varillas se presentan en la tabla 3.33.

TABLA 3.33 Distancias libres varillas, paquetes o tendones (cables).



Tipo de refuerzo	Tipo de elemento	Distancia libre
Varillas corrugadas	Elemento de flexión	$d_b \geq 2.5 \text{ cm}$
	Elementos en compresión reforzados con anillos o espirales	$d_b \geq 2.5 \text{ cm}$
Tendones para pretensado	Alambres	$4 d_b$
	Torones	$3 d_b$

Espaciamiento máximo

En las paredes y en las losas que no sean nervadas, el refuerzo principal por flexión no debe espaciarse más de tres veces el espesor del muro o losa, ni más de 50 cm.

3.6.3.6 Protección de concreto para el refuerzo.

Todo refuerzo deberá tener un recubrimiento mínimo de concreto, en cm, como se indica en la tabla 3.34.

Los requisitos para recubrimiento o protección de concreto están especificados para elementos colados sobre el suelo, en contacto con el suelo o a la intemperie y para elementos interiores no expuestos al intemperismo.

TABLA 3.34 Recubrimiento mínimo de concreto colado en obra (no presforzado).

	Recubrimiento mínimo, cm
(a) Concreto colado contra el suelo y permanentemente expuesto a él	7.5
(b) Concreto expuesto al suelo o al aire libre	
Varillas del #6 al #18	5.0
Varillas del #5 y menores	4.0
© Concreto no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo	
Losas, muros, nervaduras	
Varillas #14 y #18	4.0
Varillas #11 y menores	2.0
Vigas, columnas:	
Refuerzo principal, amarres, estribos y espirales	4.0
Cáscaras y placas plegadas	
Varilla #6 y mayores	2.0
Varilla #5 y menores	1.5

Las varillas de mayor diámetro y las varillas en paquetes requieren un recubrimiento ligeramente mayor. El medio ambiente corrosivo o la protección contra el fuego también justifican un incremento en el recubrimiento.

3.6.3.7 Refuerzo por contracción y temperatura.

Se requiere un refuerzo mínimo por contracción y temperatura normal al refuerzo principal a flexión para los pisos estructurales y las losas de techo (no así para las losas que están sobre el suelo donde el refuerzo por flexión se extiende solamente en una dirección.) Los porcentajes mínimos de acero, basados en el área total del concreto, se ilustraron en la tabla 3.19 de la página 198 de este capítulo.

El espaciamiento del refuerzo por contracción y temperatura no debe exceder de 5 veces el espesor de la losa o de 45 cm; los empalmes y anclajes terminales del refuerzo por contracción y temperatura deben estar diseñados para la resistencia total a la fluencia especificada.

3.6.3.8 Longitud de desarrollo y empalmes de refuerzo.

La tensión o compresión calculada en el refuerzo en cada sección de un elemento estructural debe *desarrollarse* a cada lado de la sección proporcionando longitud de desarrollo, ganchos o dispositivos mecánicos. Los ganchos no deben utilizarse para desarrollar barras a compresión.

I. Desarrollo de varillas corrugadas y alambre corrugado a tensión.

La longitud de desarrollo de varillas y alambres corrugados rectos en tensión, expresadas en términos de diámetros de varillas y alambres, están dadas en la sección 12.2.3, del ACI 318-02, allí se expone la metodología para el cálculo de la longitud de desarrollo. Sin embargo, para facilitar el cálculo los valores de l_d como función de d_b puede ser determinado como se muestra en las tablas 3.35 y 3.36, las cuales están en función de los siguientes grupos.

Grupo #1

Las siguientes tres condiciones deberán cumplirse simultáneamente:

1. El espaciamiento libre del refuerzo desarrollado o empalme no deberá ser menor que el diámetro del refuerzo que esta siendo desarrollado, d_b .
2. El recubrimiento libre para el refuerzo a desarrollar no deberá ser menor que d_b .
3. La mínima cantidad estribos en l_d no deberá ser menor que los valores mínimo especificados en la sección 11.5.5.3 para vigas ó 7.10.5 para columnas del reglamento ACI 318-02.

Grupo #2

Las siguientes dos condiciones deberán cumplirse simultáneamente:

1. El espaciamiento libre del refuerzo a desarrollar o empalmar no debe ser menor que $2d_b$.
2. El recubrimiento libre no deberá ser menor que d_b .

TABLA 3.35 Longitud de desarrollo l_d para refuerzo sin recubrimiento, ubicado en lecho inferior, concreto de peso normal.

Condición	f'_c kg/cm ²	$f_y = 2800$ kg/cm ²		$f_y = 4200$ kg/cm ²	
		Varillas No. 6 y menores, y alambre corrugado.	Varillas No. 7 y mayores	Varillas No. 6 y menores, y alambre corrugado.	Varillas No. 7 y mayores
Grupo #1 o Grupo #2	210	29 d_b	36 d_b	44 d_b	55 d_b
	280	25 d_b	32 d_b	38 d_b	47 d_b
	350	23 d_b	28 d_b	34 d_b	42 d_b
	420	21 d_b	26 d_b	31 d_b	39 d_b
	560	18 d_b	22 d_b	27 d_b	34 d_b
	700	16 d_b	20 d_b	24 d_b	30 d_b
Otros casos	210	45 d_b	55 d_b	66 d_b	82 d_b
	280	39 d_b	47 d_b	57 d_b	71 d_b
	350	35 d_b	42 d_b	51 d_b	64 d_b
	420	32 d_b	39 d_b	46 d_b	58 d_b
	560	27 d_b	33 d_b	40 d_b	50 d_b
	700	24 d_b	30 d_b	36 d_b	45 d_b

TABLA 3.36 Longitud de desarrollo l_d para refuerzo sin recubrimiento, ubicado en lecho superior, concreto de peso normal.

Condición	f'_c kg/cm ²	$f_y = 2800$ kg/cm ²		$f_y = 4200$ kg/cm ²	
		Varillas No. 6 y menores, y alambre corrugado.	Varillas No. 7 y mayores	Varillas No. 6 y menores, y alambre corrugado.	Varillas No. 7 y mayores
Grupo #1 o Grupo #2	210	38 d_b	47 d_b	57 d_b	71 d_b
	280	33 d_b	41 d_b	49 d_b	62 d_b
	350	29 d_b	37 d_b	44 d_b	55 d_b
	420	27 d_b	34 d_b	40 d_b	50 d_b
	560	23 d_b	29 d_b	35 d_b	44 d_b
	700	21 d_b	26 d_b	31 d_b	39 d_b
Otros casos	210	58 d_b	71 d_b	87 d_b	107 d_b
	280	50 d_b	47 d_b	75 d_b	92 d_b
	350	45 d_b	42 d_b	67 d_b	83 d_b
	420	41 d_b	39 d_b	61 d_b	75 d_b
	560	35 d_b	33 d_b	53 d_b	65 d_b
	700	32 d_b	30 d_b	48 d_b	58 d_b

II. Desarrollo de varillas corrugadas y alambres corrugados a compresión.

Se especifican longitudes de desarrollo más cortas para las varillas corrugadas sujetas a compresión, ya que el efecto de debilitamiento de las grietas a tensión por flexión no ocurre en las varillas a compresión. La longitud de desarrollo para varillas corrugadas y alambres corrugados en compresión es $l_{dc} = 0.075d_b f_y / \sqrt{f'_c}$, pero no menor que $0.0043d_b f_y$ ó 20 cm. Note que l_{dc} puede ser reducida donde exceso de refuerzo es proporcionado (ACI 318-08 sección 12.3.3(a)) y donde estribos o espirales de confinamiento sean proporcionados alrededor del refuerzo (ACI 318-08 sección 12.3.3(b)). Longitudes de desarrollo para barras grado 60 en compresión están dadas en la tabla 3.37.

III. Desarrollo de ganchos estándar en tensión.

Las disposiciones para determinar la longitud de desarrollo de varillas corrugadas con ganchos estándar en su extremo son dadas en la sección 12.5 ACI 318-02. Un gancho

sólo puede ser considerado efectivo en varillas desarrolladas en tensión, y no en compresión (ver secciones ACI 318-08 sección 12.1.1 y ACI 318-08 sección 12.5.5).

TABLA 3.37 Longitud de desarrollo l_{dc} (cm) de varillas corrugadas grado 60 en compresión.

Tamaño de varilla No.	$f'c$ (concreto de peso normal) kg/cm^2		
	210	280	≥ 310 *
3	20.7	17.9 **	17.0 **
4	27.6	23.9	22.7
5	34.5	29.8	28.4
6	41.4	35.8	34.0
7	48.3	41.8	39.7
8	55.2	47.8	45.4
9	62.1	53.7	51.1
10	69.0	59.7	56.8
11	75.9	65.7	62.4
14	96.6	83.6	79.5
18	124.2	105.5	102.2

* para $f'c \geq 310kg/cm^2$, la mínima longitud de desarrollo básica esta gobernada por $0.043d_b f_y$; para barras grado 60, $l_{dc} = 18d_b$

** la longitud de desarrollo l_{dc} (incluyendo factores de modificación aplicables) no deberá ser menor de 20cm.

Para aplicar las disposiciones de desarrollo de los ganchos, el primer paso es calcular la longitud de desarrollo de las varillas, l_{dh} . Esta longitud es multiplicada por un factor de modificación aplicable. La longitud de desarrollo l_{dh} es medida desde la sección critica a la parte exterior del gancho estándar, es decir, la longitud embebida entre la sección critica y el inicio del gancho, más el radio de doblez del gancho, más un diámetro de la barra. Para referencia la figura 3.91 muestra l_{dh} y los detalles del gancho estándar para todos los tamaños de barras.

La longitud de desarrollo, para ganchos estándar en tensión está dada en la sección 12.5.2 del reglamento ACI 318-02, como:

$$l_{dh} = \left(\frac{0.08f_y \beta \lambda}{\sqrt{f'c}} \right) d_b$$

Donde $\beta = 1.2$ para barras con recubrimiento con epóxico y $\lambda = 1.3$ para concretos con agregados livianos. Para otros casos, β y λ son iguales a 1.0.

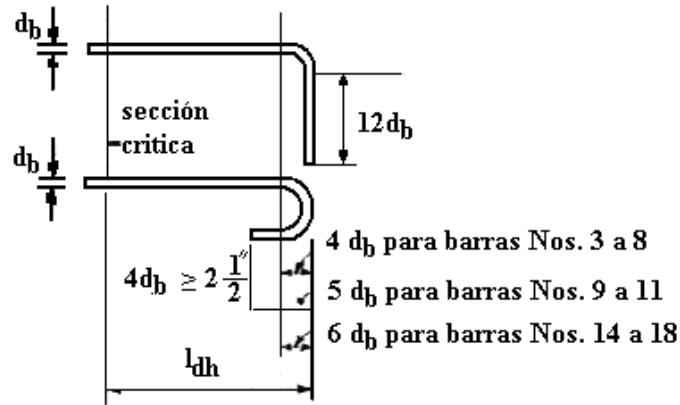


Figura 3.91

Longitud de desarrollo l_{dh} para ganchos estándar.

La tabla 3.38 muestra las longitudes de desarrollo de ganchos embebidos en concreto de peso normal para diferentes resistencias de compresión y acero sin recubrimiento grado 60.

TABLA 3.38 Longitud de desarrollo l_{dh} (centímetros) de ganchos estándar para acero sin recubrimiento y grado 60.

Tamaño de varilla No.	f'_c (concreto de peso normal), kg/cm^2					
	210	280	350	420	560	700
3	22.0	19.1	17.1	15.6	13.5	12.0
4	29.4	25.5	22.8	20.8	18.0	16.1
5	36.8	31.8	28.5	26.0	22.5	20.1
6	44.1	38.2	34.2	31.2	27.0	24.1
7	51.5	44.6	39.9	36.4	31.5	28.2
8	58.8	51.0	45.6	41.6	36.0	32.2
9	66.2	57.3	51.3	46.8	40.5	36.2
10	73.6	63.7	57.0	52.0	45.0	40.3
11	80.9	70.1	62.7	57.2	49.5	44.3
14	103.0	89.2	79.8	72.8	63.1	56.4
18	132.5	114.7	102.6	93.6	81.1	72.5

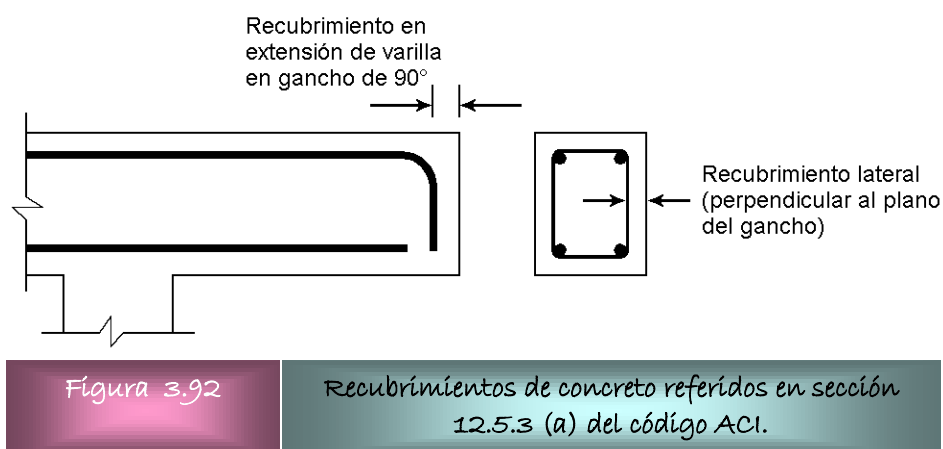
Nota: La longitud desarrollo l_{dh} (incluyendo los factores de modificación) no debe ser menor que el mayor de $8d_b$ o 15 cm.

Los factores de modificación de l_{dh} listados en la sección 12.5.3 del ACI 318-02 toman en cuenta lo siguiente:

- Condiciones de confinamiento favorables proporcionadas por el incremento del recubrimiento (ACI 318-02 sección 12.5.3 (a)).
- Favorable confinamiento proporcionado por estribos o amarres transversales para resistir las separaciones del concreto (ACI 318-02 sección 12.5.3 (b) y (c)).
- Si se proporciona más refuerzo que el requerido por el análisis (ACI 318-02 sección 12.5.3 (d)).

El recubrimiento lateral (perpendicular al plano del gancho) y el recubrimiento de la varilla más allá del gancho de 90 grados se ilustran en la figura 3.92. Las figuras R12.5.3(a) y R12.5.3(b) de los comentarios del código, ilustran los casos donde los factores de modificación de la disposición 12.5.3(b) pueden ser utilizados.

Después de multiplicar la longitud de desarrollo l_{dh} por el factor de modificación aplicable, la longitud de desarrollo resultante l_{dh} no deberá ser menor que la mayor de $8d_b$ o 15 cms.



La sección 12.5.4 del código ACI 318-02, es una disposición especial para barras que terminan en extremos discontinuos de elementos, tales como en los extremos de las vigas simplemente apoyadas, en extremos libres de voladizos, y en los extremos de elementos que concurren en una unión donde el elemento no se extiende más allá de

ésta. Cuando tiene que desarrollarse la resistencia total de una varilla con gancho y tanto el recubrimiento lateral como el superior (o inferior) sobre el gancho es menor a 6 cm, la sección 12.5.4 requiere que el gancho esté confinado dentro de amarres o estribos sobre la longitud de desarrollo l_{dh} . El espaciamiento de los amarres o estribos no debe exceder $3d_b$, donde d_b es el diámetro de la varilla con gancho. En adición, el factor de modificación de 0.8 para confinamiento proporcionado por estribos (ACI 318-02 sección 12.5.3 (b) y (c)) no se aplica a la condición especial cubierta por la sección 12.5.4. En extremos discontinuos de losas con concreto confinado proporcionado por la losa continua en ambos lados perpendiculares al plano del gancho, las disposiciones de la sección 12.5.4 no aplican.

3.6.3.9 Empalmes de refuerzo.

Las varillas de acero de refuerzo se producen en longitudes estándar que se determinan por condiciones de su facilidad de transporte y de su peso. En la construcción, por lo general, no se utilizan las varillas de refuerzo según la longitud de fabricación para el armado de la estructura, sino que se recortan o, por el contrario, deben ser más largas, debiendo empalmarse (para varillas No. 11 y menores) en los puntos donde los momentos flexionantes son menos críticos. El modo más efectivo para obtener la continuidad en el refuerzo, es el de soldar las piezas cortadas sin disminuir las propiedades mecánicas o de resistencia de la varilla en la zona soldada; sin embargo, por consideraciones de costo se requieren otras alternativas. Existen básicamente tres clases de empalme:

1. **Traslapes:** dependen del desarrollo total de la adherencia de las dos varillas en la zona de traslape, para varillas no mayores que las del No. 11.
2. **Soldado por fusión de dos varillas en la conexión:** este proceso se puede justificar económicamente para varillas mayores que las del No. 11.
3. **Conexiones mecánicas:** Se pueden lograr con los extremos de las varillas que se deben empalmar. Estos conectores deben tener una resistencia de fluencia por lo menos 1.25 veces la de las varillas que conectarán. Son empleados más comúnmente para varillas de diámetros grandes.

Las disposiciones para los empalmes requieren que el ingeniero especifique los detalles de los empalmes en forma clara y completa en los documentos contractuales. Los planos estructurales, las notas y especificaciones deben ilustrar o describir claramente todas las ubicaciones de los empalmes, los tipos permitidos o requeridos, y para traslapes, longitud requerida de los traslapes. El ingeniero no puede simplemente expresar que todos los traslapes serán de acuerdo con el código ACI 318; esto se debe a que son muchos los factores que afectan los empalmes de refuerzo, entre los cuales se encuentran los que se mencionan a continuación para empalmes en tensión de varillas corrugadas:

- Tamaño de la barra.
- Resistencia a fluencia de la barra.
- Resistencia a compresión del concreto.
- Ubicación de la varilla (varillas de lecho superior u otras).
- Concreto con agregados de peso normal o liviano.
- Espaciamiento entre varillas y recubrimiento desde la cara lateral del elemento.
- Refuerzo transversal confinado.
- Cubierta epóxica.
- Número de varillas empalmadas en un solo sitio.

Es casi imposible que un detallador (armador) de varillas de refuerzo sepa qué empalmes se requieren en determinada ubicación en la estructura, si el ingeniero no ilustra o define en forma explícita los requisitos de los empalmes.

Los traslapes no son permitidos en varillas mayores que la No.11, ya sea en tensión o en compresión, excepto:

- Varillas No.14 y No.18 en compresión podrán ser traslapadas a barras No.11 y menores (ACI 18-02 sección 12.16.2).
- Varillas No.14 y No.18 en compresión podrán ser traslapadas a bastones que sobresalen de elementos de cimentación de tamaño menor (ACI 18-02 sección 15.8.2.3).

La sección ACI 18-02 sección 12.14.2.2 proporciona las disposiciones para el traslape de varillas en paquete (en tensión o en compresión). Las longitudes de traslape requeridas para varillas individuales dentro del paquete deben incrementarse en un 20% y 33% para paquetes de 3 y 4 varillas, respectivamente. Las varillas en paquete se empalman traslapando barras individuales a lo largo de la longitud del paquete.

En elementos a flexión las varillas pueden empalmarse con traslapes sin contacto. Para prevenir una posible sección no reforzada en un traslape espaciado, el ACI 18-02 sección 12.14.2.3 limita la distancia máxima entre varillas en un traslape a 1/5 de la longitud de traslape requerida, ni más de 15 cm.

La sección 12.14.3 del código, permite el uso de empalmes soldados u otras uniones mecánicas. Un empalme totalmente mecánico debe desarrollar, en tensión o compresión, al menos 125 por ciento de la resistencia a fluencia especificada para la varilla. Un empalme totalmente soldado deberá desarrollar en tensión por lo menos un 125% de resistencia especificada a la fluencia de varilla. La ANSI/AWS D1.4 permite soldaduras donde las barras no estén descubiertas. El uso de empalmes soldados y uniones mecánicas teniendo menos del 125% de la resistencia a fluencia del acero esta limitado a varillas No. 5 y menores, en regiones de bajo esfuerzo.

En la sección 12.14.3.3 del código, requiere que toda la soldadura del refuerzo se realice conforme al *Structural Welding Code-Reinforcing Steel* (ANSI/AWS D1.4). La sección 3.5.2 del código ACI 318, requiere que los refuerzos a ser soldados deberán ser indicados en los planos, y los procedimientos de soldadura a seguir. El ingeniero deberá estar familiarizado con las disposiciones de ANSI/AWS D1.4 y las especificaciones ASTM para refuerzo de barras.

I. Traslapes de barras corrugadas y alambres corrugados en tensión.

Los traslapes de varillas corrugadas y alambre corrugado se designan como Clase A y Clase B con la longitud del traslape siendo un múltiplo de la longitud de desarrollo en tensión l_d . La clasificación de dos niveles de traslape es para alentar a los diseñadores a

traslapar las varillas en puntos de mínimo esfuerzo y para que alternen los traslapes a lo largo de la longitud de las varillas a fin de mejorar el comportamiento de los detalles críticos.

La longitud de desarrollo l_d (ACI 18-02 sección 12.2) empleada para calcular la longitud de traslape debe ser la correspondiente al desarrollo de f_y , porque la clasificación de los traslapes ya refleja cualquier exceso de refuerzo en el lugar del traslape (el factor de ACI 18-02 sección 12.2.5 para exceso de A_s no debe utilizarse). La longitud mínima de traslape es 30 cm.

Para traslapes del refuerzo de losas y muros, el espaciamiento libre efectivo de las varillas que están siendo traslapadas en el mismo lugar se toma como el espaciamiento libre entre las varillas traslapadas. Este criterio de espacio libre es ilustrado en la figura 3.93(a). El espaciamiento de traslapes sin contacto (el espaciamiento entre varillas traslapadas no mayor de $(1/5)$ de la longitud del traslape o 15 cm) debe de ser considerado lo mismo que para traslapes de contacto. Para traslapes de barras de columnas y vigas, el espaciamiento libre efectivo entre varillas empalmadas dependerá en la orientación de la varilla empalmada; ver la figura 3.93(b) y (c), respectivamente.

El diseñador deberá de especificar la clase del empalme que se usará. La clase del traslape depende de la magnitud de la resistencia a tensión y el porcentaje de refuerzo del traslape en una longitud de empalme dado, como se muestra en la tabla 3.39. Si el área de refuerzo a tensión proporcionado en el lugar del traslape es más del doble requerido por resistencia (esfuerzos de tensión bajo) y la mitad o menos del área total del acero es traslapado dentro de la longitud de empalme requerida, un empalme Clase A puede ser usado. Ambas condiciones de traslape deben satisfacerse, si no es así un empalme Clase B debe ser utilizado.

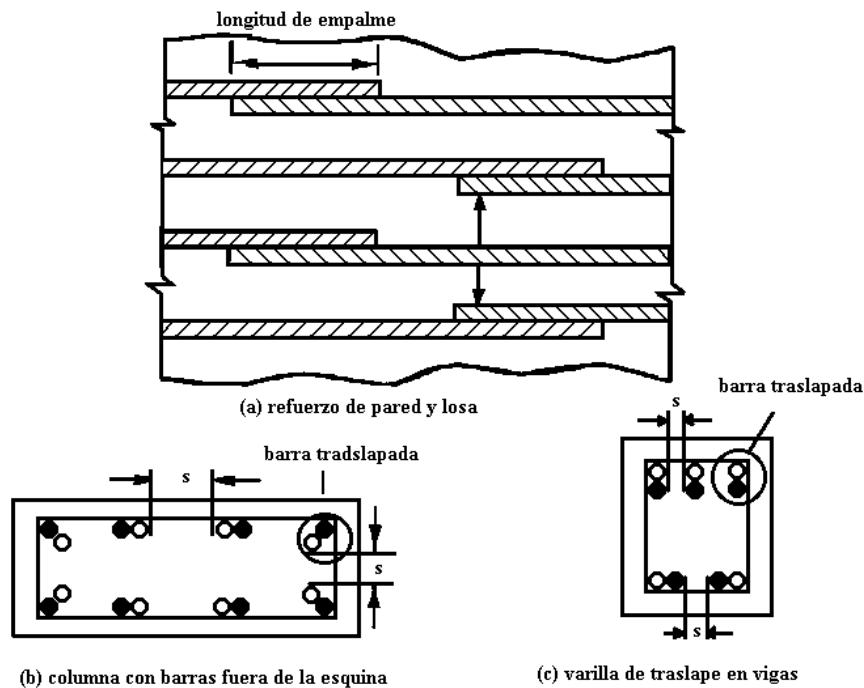


Figura 3.93

Espacio libre efectivo de barras traslapadas.

Tabla 3.39 Condición de traslapes en tensión (en el lugar de traslape).

CLASE A. $1.0 l_d$	CLASE B. $1.3 l_d$
$(A_s \text{ proporcionado}) \geq 2(A_s \text{ requerido})$ y porcentaje de acero del traslape ≤ 50	Todas las otras condiciones

II. Traslapes de varillas corrugadas a compresión.

Puesto que el comportamiento de adherencia de las varillas de refuerzo en compresión no se complica con el problema potencial del agrietamiento transversal por tensión en el concreto, los traslapes en compresión no requieren de tan estrictas restricciones como las especificadas en traslapes en tensión. Pruebas han demostrado que la resistencia de traslapes en compresión dependen principalmente del apoyo extremo de las varillas en el concreto, sin un incremento proporcional en la resistencia aunque se duplique la longitud de traslape. El código requiere longitudes significativas para barras con resistencias mayores de 4200 kg/cm^2 .

La longitud de un traslape en compresión será de $0.0071f_yd_b$, para f_y de 4200 kg/cm^2 o menor, o $(0.0128f_y - 24)d_b$ para f_y mayor que 4200 kg/cm^2 , pero no menor que 30 cm. Para f'_c menor que 210 kg/cm^2 , longitud de traslape debe incrementarse 1/3.

La sección 12.16.2 del código, requiere que cuando varillas de diferente tamaño se traslapen en compresión, la longitud de empalme deberá ser la longitud de desarrollo a compresión de la varilla de mayor diámetro, o la longitud de empalme de la varilla más pequeña, la que sea de mayor longitud.

Todo lo expuesto en los apartados anteriores servirá para tener un panorama general de los requisitos de detallado que estipula el código ACI, tanto para estructuras de mampostería como para estructuras de concreto. Sin embargo, en la tabla 3.40 se presenta un resumen de algunas estas disposiciones para poder facilitar la revisión del detallado de un elemento determinado de la vivienda.

3.6.4 DETALLES DE CONEXIÓN⁵⁷.

3.6.4.1 Tipos.

La mampostería reforzada es un material sumamente versátil, y puede ser usada en combinación con muchos otros materiales, tales como, las losas de entrepiso comúnmente utilizadas en viviendas. Los detalles de conexión variarán considerablemente, dependiendo de su función, así como también del tipo de material usado para el diafragma de entrepiso o techo.

Sin embargo, si el sistema resistente a fuerzas laterales es del tipo de cajón, para que funcione correctamente, indistintamente del tipo de material utilizado, debe ser amarrado a fin de que actúe como una unidad integrada. En primer lugar, las paredes deben estar unidas al diafragma a fin de que ellas puedan resistir las fuerzas de diseño, tanto paralelas como normales al plano de la pared.

⁵⁷ Robert R. Schneider. "Reinforced Masonry Design".p.438.

Tabla 3.40 Revisiones mínimas para el control de calidad del detallado de los elementos de vivienda.

Elemento	Revisiones				
Elementos de Concreto ACI318-02	Ganchos estándar y diámetros mínimos de doblez	Refuerzo principal	Tamaños de varillas	Diámetro mínimo de doblez	
			Del # 3 al # 8	6db	
			Del # 9 al # 11	8db	
		Estribos	# 14 y # 18	10db	
			Del # 3 al # 5	4db	
			Del # 6 al # 8	6db	
	Colocación del refuerzo	Peralte efectivo	Tolerancia para "d"	Tolerancia para el recubrimiento mínimo	
		d ≤ 20 cm	± 1.0 cm	- 1.0 cm	
		d > 20 cm	± 1.5 cm	-1.5 cm	
	Límites para el espaciamiento del refuerzo	Espaciamiento mínimo	Elementos con varillas paralelas en una capa	No menor que db ni menor que 2.5 cm	
			Refuerzo colocado en dos o más capas	2.5 cm	
			Elementos en compresión	No menor que 1.5db ni menor que 4.0 cm	
		Espaciamiento máximo	Paredes y losas que no sean nervadas	No mayor de 3e, ni mayor que 50.0 cm	
	Recubrimiento	a) Concreto colado contra el suelo	7.5 cm		
		b) Concreto expuesto al suelo o al aire libre	Varillas del # 6 al # 18	Varillas del # 5 y menores	
			5.0 cm	4.0 cm	
		c) Concreto al aire libre ni en contacto con el suelo	Losas, paredes y nervaduras	Varillas del # 14 al # 18	Varillas del # 11 y menores
				4.0 cm	2.0 cm
			Vigas y columnas	Refuerzo principal, amarres, estribos y espirales	
	Refuerzo por contracción y temperatura	Porcentajes mínimos de acero	Losa donde se utilicen barras corrugadas grado 40 ó 50	0.020	
Losas donde se utilicen barras corrugadas grado 60 ó mallas electrosoldadas			0.018		
Losas donde se utiliza refuerzo con resistencia a la fluencia por encima de 60,000 psi, medida a una deformación de fluencia de 0.35%			$\frac{(0.018 * 60,000)}{f_y}$		

Elemento	Revisiones			
Elementos de Concreto ACI318-02 (continuación)	Refuerzo por contracción y temperatura (continuación)	Espaciamiento del refuerzo	Menor que 5 veces el espesor de la losa o de 45 cm	
	Empalme del refuerzo	Traslapes de barras y alambres corrugados en tensión.	Clase de empalme	Longitud de traslape
			Clase A	1.0 l _d
			Clase B	1.3 l _d
		Pero no menor que 30 cm		
		Traslapes de varillas corrugadas a compresión.	F _y	Longitud de traslapes
			Menor que 4200 Kg/cm ²	0.0071f _y d _b
	4200 Kg/cm ² o mayores		(0.012f _y -24)d _b	
	Pero no menor que 30 cm			
	Elementos de Mampostería ACI530-02	Tamaño máximo del refuerzo	El diámetro del refuerzo no debe exceder la mitad de la dimensión menor de la celda	
Distancia libre entre varillas paralelas		No debe ser menor que el diámetro menor de la varilla ni menor que 2.5 cm		
Recubrimiento del refuerzo embebido en el grout		Grout fino	No menor que	0.64 cm
		Grout grueso	No menor que	1.25 cm
Recubrimiento mínimo de las varillas de refuerzo		a) Caras expuestas al suelo o clima	Varillas mayores del # 5	Varillas del # 5 ó menores
			5.0 cm	3.75 cm
		b) Mampostería no expuesta al suelo o clima	3.75 cm	
c) Refuerzo en las juntas		Expuestos al suelo o clima	No expuestos al suelo o clima	
		1.60 cm	1.25 cm	
Ganchos estándar		a) Un doblez de 180° más una extensión de cuando menos 4d _b , pero no menor de 6.5 cm		
	b) Un doblez de 90° más una extensión de cuando menos 12 d _b			
	c) Para estribos y amarres solamente un doblez de 90° ó 135° más una extensión de cuando menos 6d _b			
Diámetros mínimos de doblez	a) Para varillas del # 3 al # 7, acero grado 40	5d _b		
	b) Para varillas del # 3 al # 8, acero grado 50 ó 60	6d _b		
	c) Para varillas del # 9 al # 11, acero grado 50 ó 60	8d _b		
Área mínima de refuerzo vertical	$\frac{1}{3} A_v$			

Elemento	Revisiones				
Elementos de Mampostería ACI530-02 (continuación)	Espaciamiento del refuerzo horizontal o vertical	a) $\frac{1}{3}$ de la longitud de la pared de cortante			
		b) $\frac{1}{3}$ de la altura de la pared de cortante			
		c) ó 120 cm			
	Requerimientos de refuerzo mínimo	Sumatoria del refuerzo en la dirección horizontal y vertical	$0.002 A_g$		
		Refuerzo en cualquier dirección	$0.0007 A_g$		
		Refuerzo vertical proporcionado en las esquinas	Área mínima	Ubicación	Espaciamiento
			1.25 cm ²	Aberturas	40.0 cm
				Juntas	20.0 cm
			Extremos de paredes	20.0 cm	
		Refuerzo horizontal en las juntas	Tipo de refuerzo	Espaciamiento	
	2 alambres W 1.7 (Cal. 9, $\phi = 0.148$ pulg)		40.0 cm		
	Reforzamiento en soleras con un área mínima de 1.29 cm ²		3.05 m		
	El refuerzo debe ser provisto en la parte superior e inferior de agujeros y deberá extenderse en una distancia no mayor de 60 cm y no menor de $40d_b$ más allá del agujero				
	Traslape del refuerzo	Longitud mínima de traslape para varillas en tensión o compresión	$L_b = 0.002d_bF_s$		
Espaciamiento transversal mínimo para varillas traslapadas que no están en contacto		1/5 de la longitud requerida de traslape			
		20 cm			

Un tipo muy común de ocurrencia de falla durante un terremoto toma lugar cuando las paredes se separan del entrepiso o techo, por consiguiente causando un serio colapso. Esto es el porque las conexiones pared-diafragma son tan críticas. Algunos ejemplos de este tipo de conexiones serán vistos en una sección posterior de este apartado.

3.6.4.2 Condiciones de diseño.

Existen, sin duda, muchas formas diferentes para proveer buenos detalles de conexión, como hay necesidades para que las o los ingenieros las ideen. La forma que asumen depende del tipo de conexión necesitada, el tipo de materiales con que van a ser unidos, y la función estructural (la transferencia de cortante, el desarrollo de momento, o una combinación de ambas, etc.). Sin embargo, a pesar de estas condiciones, hay ciertos fundamentos que deben ser examinados y analizados cuando se diseña cualquier tipo de conexión. Por ejemplo, si se examina una conexión del diafragma (de entrepiso o techo a la pared), todos los siguientes patrones de fuerza deben ser los que de algún modo se tuvo previsto antes de que el detalle se acepte como satisfactorio:

- 1. Cortante en el plano:** La resistencia del diafragma para la fuerza de corte en el plano del miembro de apoyo que es paralelo a la pared de cortante de mampostería es generalmente alcanzada, en lo mínimo con madera, a través pernos asegurados en el miembro de apoyo de la pared.
- 2. Cortante fuera del plano:** Las paredes deben estar ancladas firmemente a su diafragma para resistir las fuerzas que actúan perpendicularmente al plano de la pared. Sin este amarre, la pared y entrepiso o techo simplemente se separarán, con resultados desastrosos.
Este amarre puede ser logrado extendiendo las barras de refuerzo de la losa de concreto dentro de la pared, a una distancia igual a la longitud de desarrollo.
- 3. Las cargas verticales:** Las cargas verticales por gravedad, del techo y entrepiso deben ser transmitidas dentro de la pared de mampostería. Esto puede ser logrado por el

apoyo directo en la pared, como en caso de una losa de concreto, viga, o una armadura.

Para vigas conectadas en una cara de la pared, la reacción de la viga debe ser transferida a través de pernos entre un ángulo sujetador y la pared de mampostería. Ningún momento necesita ser desarrollado en esta conexión, la pared misma debe estar suficientemente reforzada para acomodar la reacción excéntrica aplicada.

4. Anclaje de la fundación: Las paredes deben estar adecuadamente ancladas a la fundación para resistir el volteo y cortante debido al efecto de las cargas horizontales. Esto puede ser logrado con el anclaje de barras. En construcción más ligera, dispositivos de anclaje especialmente diseñados en cada pared o pilar de apoyo pueden proveer esta resistencia.

Habiendo establecido estas condiciones, los ingenieros de estructuras a menudo se encuentran con que la solución final para el detalle de la conexión gravemente se impone a su imaginación e ingeniosidad. Hay a menudo más de una solución satisfactoria para un detalle particular de conexión, así que podría ser imprudente designar un detalle específico como "típico". Consecuentemente, estos se ilustran en las siguientes figuras y son pretendidos para considerar las diversas trayectorias de la fuerza y demostrar un camino (no necesariamente el más eficiente) en el cual las fuerzas puedan ser acomodadas.

3.6.4.3 Las conexiones del diafragma.

Hay varios tipos diferentes de diafragmas de entrepisos de concreto o techo en uso hoy en día. Estos incluyen, losas coladas en el lugar o in situ, losas precoladas, o losas de concreto pretensadas. Los detalles varían dependiendo del tipo de losa utilizada y la preferencia individual del ingeniero de estructuras o el fabricante. Entre los tipos de losas que se emplean con mayor frecuencia en vivienda, tenemos:

Losas de concreto coladas en el lugar.

Donde una losa de concreto colada en el lugar provee la superficie del entrepiso, las conexiones típicas del piso a la pared se ven en figura 3.94. Debe notarse el amarre mostrado en la figura 3.94 el cual es obtenido a través del uso de barras de cortante extendidas entre la losa y la pared. Estas barras podrían hacer un giro hacia arriba o hacia abajo.

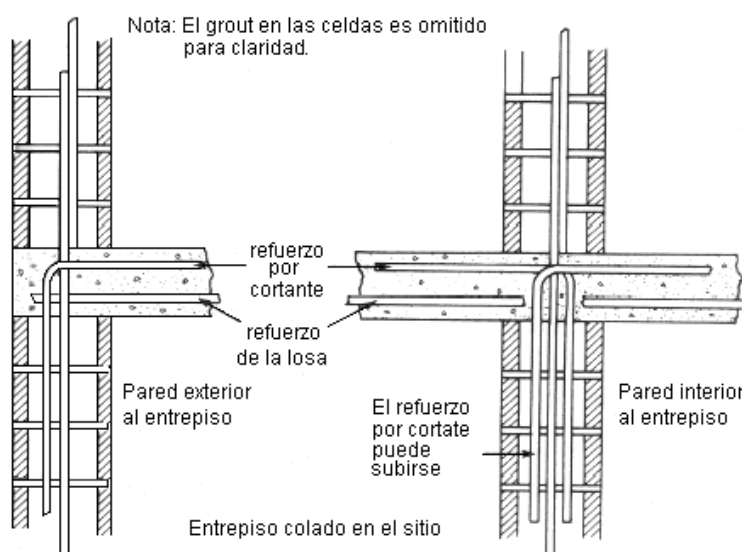


Figura 3.94

Conexión pared-losa colada en el lugar.

Losa formada por bloques y vigas.

Una variación interesante de sistemas de diafragmas de concreto es conocido como sistema de entrepiso bloque-viga (lo que en el medio se conoce como losa aligerada compuesta por vigueta y bovedilla). De forma general, este esquema consta de bloques de relleno 8x8x24 pulg., los cuales que colocan uno en contra de otro, están soportados en el patín de una viga de concreto pretensado cuya alma la compone una armadura de acero, el espaciamiento entre vigas es alrededor de 0.70 m. Una capa reforzada, de al menos 5 cm de espesor, es entonces vertido sobre la parte superior del bloque del relleno para proveer la continuidad necesitada para la acción efectiva del diafragma. La figura 3.95 muestra un detalle típico de este sistema.

3.6.4.4 Detalles de anclajes en la fundación.

Al igual que todas las conexiones descritas anteriormente, hay muchas formas diferentes para soportar una pared, una pilastra, o una columna en la subestructura subyacente. Usualmente en construcción de mampostería, la fundación consta de una zapata continua de concreto, aunque las zapatas aisladas son algunas veces usadas, especialmente bajo columnas interiores.

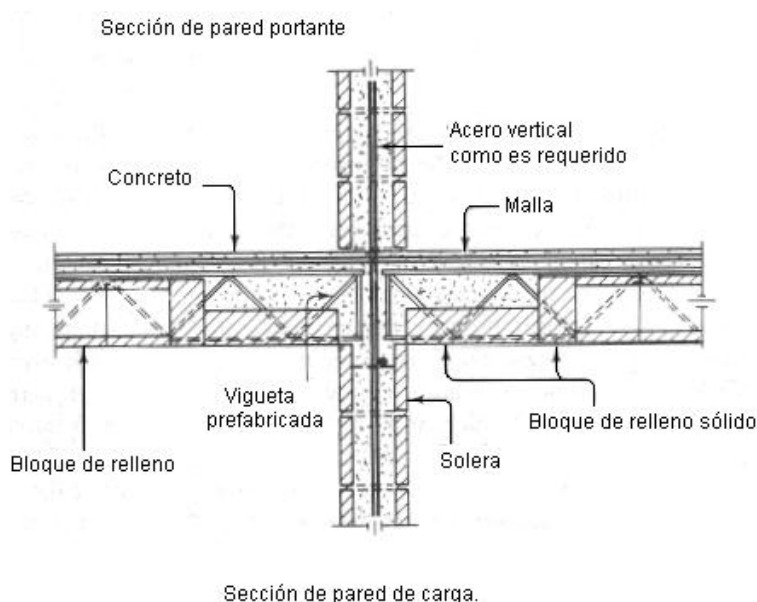


Figura 3.95

Sistema de entresaca de bloques y viga.

Para construcción más ligera (uno y dos pisos), donde típicamente una losa nivelada provee la superficie del suelo, los detalles dados en la figura 3.96 podrían ser utilizados. El refuerzo en lo alto de la fundación cerca de la línea del piso sirve para atar el edificio en este nivel a fin de que realmente se convierta en el equivalente funcional de una viga de unión. Nótese la ubicación de las varillas longitudinales en el fondo de la fundación. Están colocadas allí para prevenir agrietamientos de la fundación, en el caso de ocurrencia de cualquier asentamiento diferencial, o habilitar a la fundación para claros alrededor de cualquier suelo blando en el material subyacente. El UBC también requiere

que las paredes sean diseñadas para resistir la flexión entre anclajes, donde el espaciamiento del ancla excede 1.22 m.

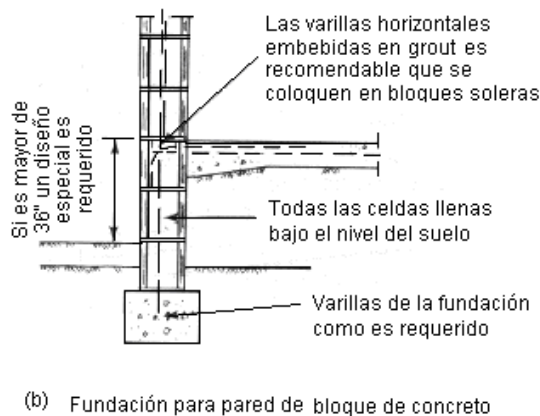
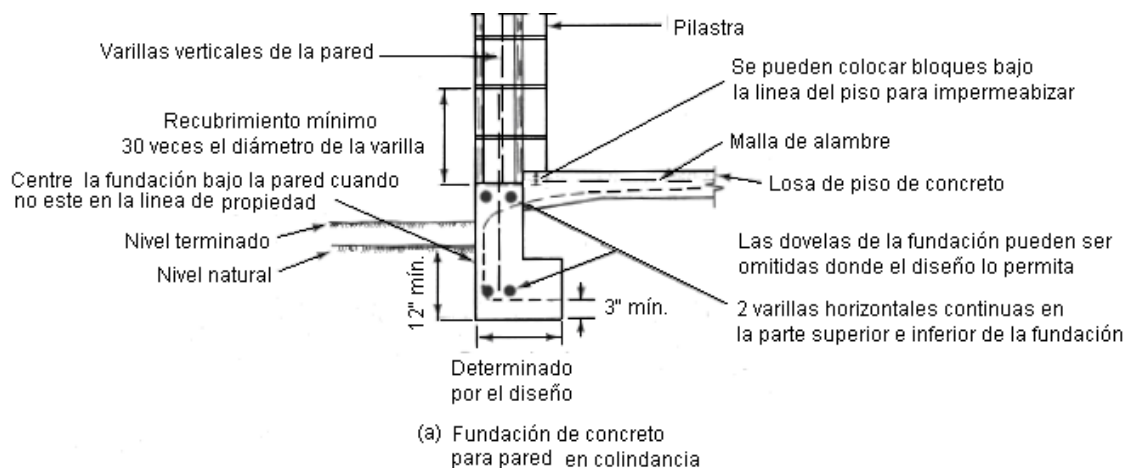


Figura 3.96

Detalles para la fundación.

CAPITULO IV

CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERIA DE BLOQUE DE CONCRETO.

4.1 GENERALIDADES.

En el presente capítulo se describirán todos aquellos materiales que conforman las diversas estructuras, cuyo comportamiento fue descrito en el capítulo II de este documento, y que finalmente edificarán una vivienda de mampostería de bloque de concreto.

Parte del éxito de una buena edificación corresponde a la selección de materia prima de excelente calidad, que cumpla con los requerimientos establecidos según sea su fin. Es por esta razón y como parte de un buen proceso constructivo, cuyas medidas de control de calidad serán descritas en el siguiente capítulo, es que se retomarán las características, propiedades, tolerancias y normas que cada componente deberá cumplir para satisfacer el control de calidad de los materiales estructurales para la vivienda de mampostería de bloque de concreto.

A continuación se abordarán cada uno de los materiales estructurales utilizados en la construcción de una vivienda, describiendo sus principales características, propiedades, normas ASTM que establecen los mínimos requerimientos de calidad, así como también se aborda de forma general las proporciones requeridas para compuestos como el concreto y el mortero según su finalidad, sin dejar a un lado las pruebas mínimas que son necesarias ejecutar para poder evaluar las principales propiedades de estos materiales.

4.2 MATERIALES.

Cuando se habla del control de calidad de los materiales estructurales utilizados en la construcción de viviendas de una y dos plantas, se debe conocer primeramente las características de estos materiales; desde luego, hay que aclarar lo que entendemos por material estructural y, en este sentido, al acero, concreto, unidades de mampostería, etc., los conoceremos como materiales utilizados en la construcción para soportar las cargas y proporcionar resistencia y estabilidad.

Otro tipo de materiales que también se usan en la construcción son para los acabados o para la protección contra el intemperismo, sin embargo, esta investigación se enfocará al estudio de las principales propiedades de los materiales estructurales utilizados en la

construcción de viviendas de una y dos plantas de mampostería de bloque de concreto en nuestro país.

En este sentido, el desarrollo de la investigación se abordará a partir de tres grandes componentes: la mampostería de bloque de concreto, el concreto y el acero, los cuales constituyen los principales materiales estructurales de una vivienda; como se mencionó anteriormente, para ello se describirán tanto las propiedades de los mismos, así como también se detallaran las normas que deben de satisfacer para llevar un adecuado control de calidad de los materiales. A continuación se detallaran cada uno de ellos.

4.2.1 MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

La mampostería de bloque de concreto es un sistema que esta compuesto por:

- Bloques huecos de concreto.
- Mortero.
- Concreto fluido (Grout).

A continuación se describirán cada uno de los componentes del sistema.

4.2.1.1 BLOQUE DE CONCRETO.

Es un elemento prefabricado, de concreto, con forma de prisma recto y con una o más perforaciones verticales que superan el 25% de su área bruta. Se utiliza para la elaboración de mampostería reforzada y confinada, siendo responsable, en una buena medida, de las características mecánicas y estéticas de dicha mampostería.

Los bloques poseen dimensiones uniformes para facilitar la modulación, en cuanto a lo alto, 20 cm y en cuanto a lo largo, 40 cm, variando únicamente en el ancho, que en nuestro medio puede ser 10, 15 o 20 centímetros.

La norma local establece que para la construcción de viviendas, las paredes deberán tener un espesor mínimo de 15 cm en la planta baja en el caso de viviendas de 2 niveles y bloques de 10 cm deberán utilizarse en viviendas de un nivel y en la segunda planta de viviendas de 2 niveles.

La Figura 4.1 muestra los principales tipos de bloques de concreto que se encuentran disponibles en nuestro medio.

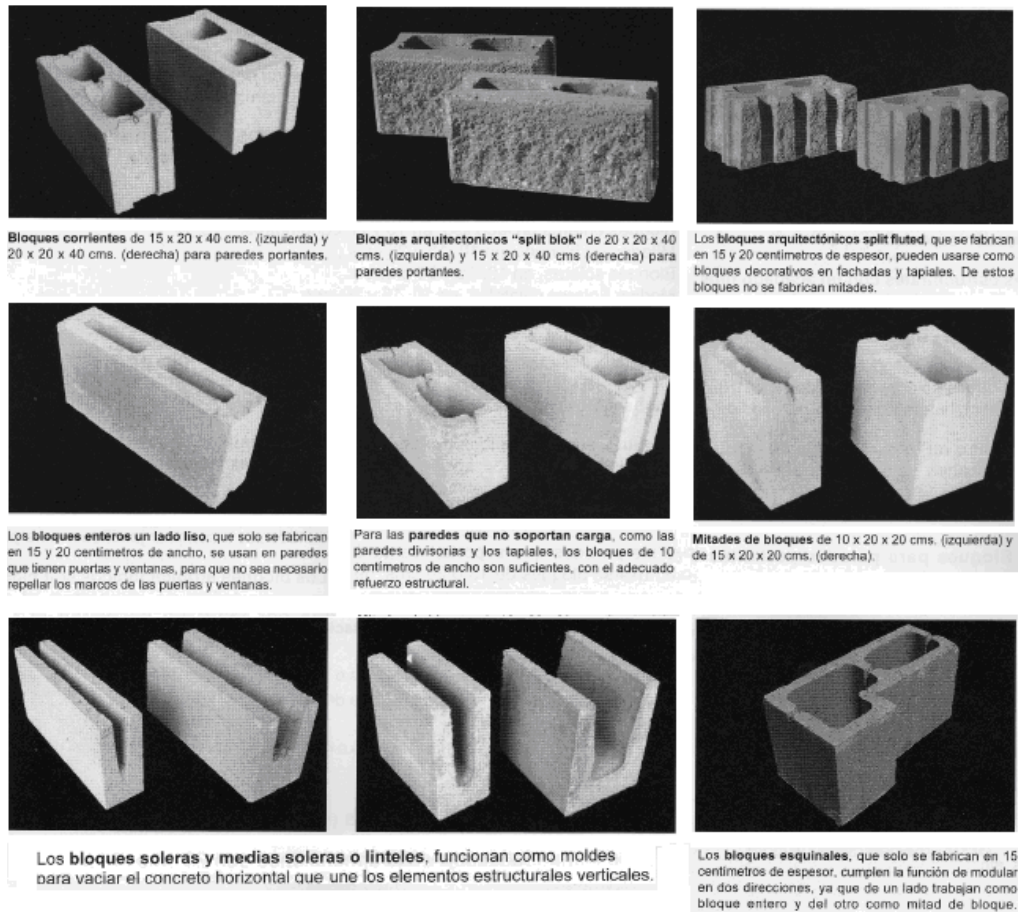


Figura 4.1

Unidades de mampostería de bloques de concreto.
(Extraído el del Manual Técnico para el uso de Bloques de Concreto de BLOQUITUBOS).

Las partes que constituyen el bloque son las caras, que son las partes visibles de los mismos, cuando las paredes están levantadas y las membranas o tabiques que son aquellos elementos que unen las caras en los extremos o en la parte media. (Ver figura 4.2).

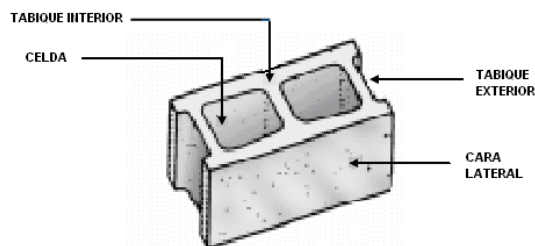


Figura 4.2

Partes componentes de un bloque de concreto.

■ **DESIGNACIÓN ASTM PARA UNIDADES DE MAMPOSTERÍA DE CONCRETO.**

Las unidades de concreto con perforación vertical (huecas) portantes deben cumplir con la norma ASTM C 90 “Especificación Estándar para Unidades Portantes de Mampostería de Concreto”.

Esta especificación cubre las unidades huecas de mampostería de concreto hechas con cemento Pórtland, agua, y agregados minerales con o sin inclusión de otros materiales.

Como veremos mas adelante, la especificación señala tres clases de unidades de mampostería de concreto:

- De peso ligero, menos de 1680 Kg/m^3 .
- De peso medio, 1680 hasta menos 2000 Kg/m^3 .
- De peso normal, 2000 Kg/m^3 o más.

Estas unidades son adecuadas para ambas aplicaciones, portantes y no portantes.

Además se detalla que las unidades de mampostería de concreto que se cubren en esta especificación podrán estar hechas de agregados de peso ligero, de peso normal o de ambos.

Entre las características y propiedades más importantes contempladas en la norma tenemos:

1. Dimensiones.

Las dimensiones de una unidad de mampostería están definidas por su espesor, su altura y su longitud. Para cada una de ellas existen tres tipos de dimensiones, según el propósito: las dimensiones reales son las medidas directamente sobre la unidad en el momento de evaluar su calidad; las dimensiones estándar son las designadas por el fabricante en su catalogo o pliego (dimensiones de producción) y las dimensiones nominales son iguales a las dimensiones estándar más el espesor de la junta que nominalmente es de 1 cm.

Las medidas nominales y reales que encontramos en nuestro medio son las que se presentan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Dimensiones de los bloques de concreto disponibles en nuestro medio.

Dimensión nominal.	Dimensión real.
10 x 20 x 40 cm	9.2 x 19 x 39 cm
15 x 20 x 40 cm	14.2 x 19 x 39 cm
20 x 20x 40 cm	19.2 x 19 x 39 cm

Los espesores mínimos de las caras y membranas de los bloques de concreto están especificados en la tabla 1 de la Norma ASTM C 90-02a. Sin embargo, la Norma Técnica para el Control de Calidad de Materiales Estructurales ha adaptado dichos valores a nuestro medio obteniendo como resultado la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Espesores mínimos de las caras y membranas⁵⁸.

Ancho nominal de las unidades en cm.	Espesores mínimos de las caras en cm. ^(A)	Espesor de las membranas	
		Membrana ^(A) mínimo en cm.	Equivalente del espesor de las membranas, mínimo en cm/m ^(B) ,
10	1.9	1.9	13.6
15	2.5	2.5	18.8
20	3.2	2.5	18.8

A. Promedio de la medida de 3 unidades, tomando en el punto más delgado.

B. Suma de los espesores medidos, de todas las membranas en la unidad, dividida entre la longitud de la unidad.

2. Tolerancias.

Las unidades para mampostería estructural deben tener dimensiones reales que difieran de las dimensiones estándar en no más de ± 3.2 mm para la longitud, ancho y altura, según la norma ASTM C 90-02a. Esto permite que exista un control sobre las dimensiones, ya que de no ser así, al tener unidades de diferentes tamaños se tendrían problemas de modularidad, sin mencionar los problemas arquitectónicos que esto conllevaría.

⁵⁸ MOP. Norma Técnica para el Control de Calidad de Materiales Estructurales. Pág. 24.

3. Apariencia y acabado.

Todas las unidades deben estar sanas y no deben tener fisuras ni otros efectos que interfieran con un proceso apropiado de colocación de la unidad, o que perjudiquen significativamente la resistencia o permanencia de la construcción.

Las unidades que se van a utilizar como base para un recubrimiento posterior, deben tener una superficie con una textura lo suficientemente abierta que permita una buena adherencia entre la unidad y el material de recubrimiento. Cuando las unidades se van a utilizar en construcciones de mampostería expuesta (sin ningún tipo de acabado), la cara o caras de las unidades, que van a estar expuestas no deben presentar desportilladuras ni grietas.

Según lo expresa la norma ASTM C 90, el color y la textura de unidades serán especificados por el comprador.

■ PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS.

El estudio de las propiedades físicas y mecánicas de los bloques de concreto, se vuelve importante puesto que son las que nos sirven como parámetro para evaluar la calidad, ya que son cuantificables y se encuentran especificadas bajo normas, tales como las ASTM. Entre las propiedades físicas y mecánicas que estudiaremos para el bloque de concreto, se encuentran: la densidad, absorción, contenido de humedad, contracción lineal y resistencia a la compresión. A continuación se describirán cada una de ellas.

1. Densidad.

La densidad de las unidades de concreto para mampostería depende, fundamentalmente, del peso de los agregados y del proceso de fabricación (compactación dada a la mezcla); y en menor grado de la dosificación de la mezcla.

Se debe buscar que la densidad sea siempre la máxima que se puede alcanzar con los materiales, dosificaciones y equipos disponibles, pues de ella dependen directamente todas las demás características de las unidades como la resistencia a la compresión, la absorción, la permeabilidad, la durabilidad y su comportamiento al manipuleo durante la

producción, transporte y manejo en obra; su capacidad de aislamiento térmico y acústico y las características de su superficie como la textura, el color, etc.

En base a la norma ASTM C-90, se han establecido tres clases de unidades de mampostería de concreto según la densidad de su concreto, tal como se presenta en la tabla 4.3.

Tabla 4.3. Clasificación de las unidades de mampostería de concreto según la densidad (D) de su concreto⁵⁹.

DENSIDAD (D), Kg/ m³		
Peso Ligero	Peso Medio	Peso Normal
Menos de 1680	De 1680 hasta menos de 2000	2000 o más.

2. Absorción.

La absorción de un bloque de concreto es la propiedad del concreto usado en su fabricación para absorber agua hasta llegar al punto de saturación. Esta directamente relacionado con la permeabilidad de la unidad o sea el paso de agua a través de sus paredes.

En la tabla 4.4 se presenta la absorción permitida por la norma ASTM C 90-02, la cual esta relacionada con el peso volumétrico de los bloques secados al horno, siendo mayor la absorción permitida en los bloques de menor peso volumétrico seco y menor en los bloques de mayor peso volumétrico seco. Debido a que los bloques con menor peso volumétrico seco son menos densos y por ende permiten que el agua penetre con mayor facilidad que en los bloques que poseen un mayor peso volumétrico seco.

Es importante tener los menores niveles de absorción posibles ya que a mayor absorción de las unidades, estas sustraen más agua del mortero de pega y de inyección, reduciendo o anulando la hidratación del cemento en la superficie que los une, con lo cual se pierde adherencia y se originan fisuras. Por el contrario, las unidades totalmente impermeables evitan el intercambio de humedad y la creación de una superficie de adherencia, dando como resultado uniones de baja resistencia, que se manifiestan como fisuras y que son permeables al agua.

⁵⁹ ASTM C-90 “Especificación Estándar para Unidades Portantes de Mampostería de Concreto”.

Tabla 4.4 Requisitos de resistencia y absorción⁶⁰.

Resistencia a la compresión, mínimo, Kg/cm ² .		Máxima absorción de agua (Kg/m ³) (promedio de tres unidades)		
Promedio de área neta.		Clasificación por peso del concreto secado en horno (Kg/m ³)		
Promedio de 3 Unidades	Unidad individual	Clasificación por peso		
		Peso ligero	Peso Medio	Peso Normal
131	117	288	240	208

Una absorción baja reduce el ingreso de agua dentro de la masa de la unidad y, por ende, el de materiales contaminantes arrastrados por esta, por lo cual se convierte en un requisito de calidad para la durabilidad.

Dado que la absorción esta inversamente relacionada con la resistencia a la compresión, se permiten niveles mayores para las unidades de resistencia baja.

3. Contenido de humedad.

A diferencia de la absorción, el contenido de humedad no es una propiedad del concreto usado en la fabricación de la unidad como tal sino un estado de presencia de humedad dentro de la masa del bloque.

El control del contenido de humedad de las unidades es fundamental pues, dado que el concreto se expande y se contrae con el aumento o disminución de su humedad, la colocación de unidades muy húmedas conlleva su contracción posterior y la aparición de fisuras. Si las unidades se colocan en la pared con un contenido de humedad mayor que el del ambiente, pierde humedad hasta llegar al equilibrio con la humedad ambiente; y dado que las paredes poseen restricciones de movimiento, aunque sea solo en su fundación, la contracción de las unidades origina fisuras de las paredes, por compatibilidad de deformaciones.

Lo anterior implica que es indispensable mantener los menores contenidos de humedad posibles en las unidades en todo momento, para lo cual es necesario que, una vez termina el curado, estas se sequen y se conserven en dicho estado.

En ediciones anteriores a la Norma ASTM C 90-02 se clasificaba a las unidades como

⁶⁰ ASTM C-90 “Especificación Estándar para Unidades Portantes de Mampostería de Concreto”. Pág.79.

Tipo I y Tipo II de acuerdo a las condiciones de control de su humedad, en la fábrica y en la obra antes de colocarse. Las recientes ediciones del ASTM C90 no incluyen designaciones para Tipo I y Tipo II, y así no son impuestos requerimientos sobre el control de humedad.

4. Contracción lineal.

Se entiende por contracción la disminución de volumen de un cuerpo. Así, cuando un material se contrae se debe a que este disminuye su longitud en las tres dimensiones.

Debido a la forma de los bloques dentro de la mampostería de concreto (en donde estos tienen una dimensión mayor en comparación de las otras dos), es que el estudio de los cambios de volumen puede simplificarse al estudio de la contracción lineal y no la volumétrica de los materiales.

Entonces, podemos definir que la contracción lineal es el cambio de longitud de una unidad al paso de su condición húmeda a su estado seco. Esta contracción esta limitada por la norma ASTM C 90, a un rango de 0.03 a 0.065 %, para evitar concentraciones excesivas de esfuerzos, que puedan deteriorar las paredes.

El valor de contracción lineal está directamente relacionado con el contenido de humedad del bloque, ya que es en función de este contenido de humedad que el bloque se expande y cambia de esta manera sus dimensiones, que luego al secarse disminuyen provocando así el fenómeno de contracción. Es por esta razón que los bloques no deben humedecerse antes de ser colocados en la pared.

El valor potencial de contracción debe prevenirse proporcionándole al bloque un almacenamiento adecuado. Dicho almacenamiento servirá para prevenir el agrietamiento que pueda surgir en la estructura al encontrarse el bloque restringido una vez colocado en la pared.

La importancia del estudio de la contracción por secado de las unidades de concreto, radica en el hecho de considerarla una de las principales causas del agrietamiento de las paredes de este tipo de mampostería. Así, la contracción tiende a producir esfuerzos debidos a las restricciones al libre desplazamiento del elemento. Si el concreto pudiera contraerse libremente, la contracción no produciría ni esfuerzos ni grietas.

Con una contracción del 0.05% y un módulo de elasticidad del concreto de 210900 Kg/cm^2 , se desarrolla un esfuerzo a la tensión de 105 Kg/cm^2 , el cual es casi igual a 3 veces la resistencia última a la tensión.

En la figura 4.3, se presenta el proceso de agrietamiento causado por la contracción, el cual se describe de la siguiente manera: se tiene una barra de concreto (figura 4.3a) de una longitud determinada, en una condición dada de temperatura y humedad, y libre de esfuerzos. Si esta barra se seca o se enfría sin que esté restringida, simplemente sufrirá una contracción y no se desarrollaran esfuerzos, como se indica en la figura 4.3b. Sin embargo, si los extremos están restringidos durante el proceso de secado o enfriado de tal manera que se conserve la longitud original, como se muestra en la figura 4.3c, la barra desarrollará esfuerzos de tensión como si hubiese estado libre para contraerse y después se hubiera estirado hasta su longitud original. Las flechas indican la fuerza de tensión aplicada en los extremos. Si los esfuerzos netos de tensión alcanzan la resistencia a la tensión del concreto, este se agrietará y los esfuerzos se aliviarán según se muestra en la figura 4.3d. Este es un caso simple pero ilustra el proceso que puede presentarse en cualquier localización o dirección, y producido por cualquier causa de contracción.

Los cambios de humedad y temperatura, así como los cambios químicos del concreto cuando absorbe dióxido de carbono del aire (carbonatación), son los 3 cambios principales que pueden causar contracción en las paredes construidas con unidades de concreto. A continuación se presenta un resumen de cada uno de ellos:

Cambios de temperatura: los cambios en las dimensiones por cambios de temperatura dependen principalmente del agregado usado en las unidades de concreto. Si se utiliza un agregado de granulometría fina, da como resultado una mezcla con demasiada arena y, por lo tanto, evita el uso de la máxima cantidad de agregado grueso, obteniéndose finalmente un concreto de gran contracción. Un agregado grande no sólo permite un

menor contenido de agua en el concreto, sino que es más efectivo para prevenir la contracción de la pasta de cemento.

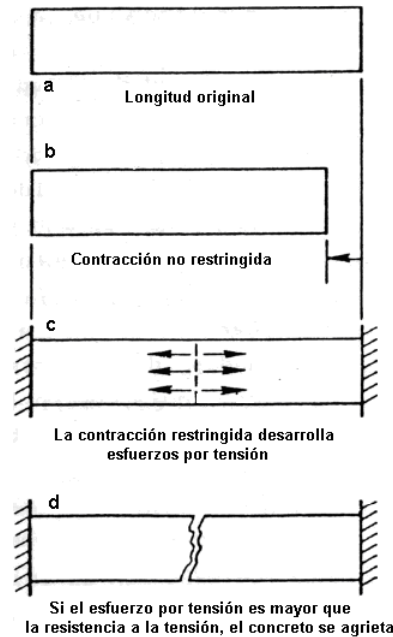


Figura 4.3

Agrietamiento del concreto debido a la contracción por secado.

Carbonatación: cuando los poros de un bloque normalmente curado están llenos de agua, con un 100% de humedad relativa, la carbonatación es insignificante, pero incrementa con el secado, ya que con los poros vacíos la pasta es más susceptible a la penetración del dióxido de carbono hasta que se ha obtenido un porcentaje máximo de 50% de humedad relativa para un bloque curado a la presión atmosférica. Si la humedad es inferior al 25%, la pasta no contiene suficiente agua para facilitar la carbonatación y la contracción nuevamente viene a ser insignificante. La contracción total de una unidad por carbonatación, puede ser tan grande como la contracción por secado por pérdida de humedad de una condición saturada a una condición seca al aire.

Cambios de humedad: los cambios en las dimensiones por cambios de humedad son influenciados por un sin número de factores tales como: el tipo de agregado, el método de curado, el contenido de agua y el proporcionamiento de la mezcla, y las condiciones

de humedad de las unidades al momento de colocarlas en la pared en relación a su humedad última en condiciones de servicio.

Los factores que afectan la capacidad de las partículas del agregado para restringir la contracción incluyen:

- ✓ La compresibilidad del agregado.
- ✓ La adherencia entre la pasta y el agregado.
- ✓ La contracción de las partículas del agregado debido al secado.

Entre estos diversos factores, la compresibilidad tiene mayor efecto en el grado de contracción por secado. Cuanto mayor sea el módulo de elasticidad de un agregado, será más efectiva la reducción de la contracción.

La absorción de un agregado, la cual es una medida de porosidad, afecta se modulo de elasticidad o su compresibilidad, por lo general, un bajo módulo de elasticidad se asocia con una alta absorción.

En la tabla 4.5 se proporcionan algunos datos obtenidos sobre la contracción de concretos con cementos idénticos y con igual relación agua-cemento, variando únicamente el agregado.

Agregado	Gravedad Especifica	% de Absorción	% de Contracción en un año
Piedra arenisca	2.47	5.0	0.116
Pizarra	2.75	1.3	0.068
Granito	2.67	0.8	0.047
Piedra caliza	2.74	0.2	0.041
Cuarzo	2.66	0.3	0.032

El contenido de agua de una mezcla de concreto es otro factor importante que influye en la contracción por secado. En el grafico 4.1 se ilustra la relación típica entre el contenido de agua y la contracción por secado. Un incremento en el contenido de agua se puede obtener al disminuir el tamaño del agregado, lo cual también reduce el volumen de restricción de la mezcla y, por lo tanto, da como resultado mayor contracción.

⁶¹ Merino Bonilla, Ernesto Engelberto; y otros. “Análisis Comparativo de Colocación del Refuerzo Horizontal en Paredes de Bloque de Concreto”. (Tesis UCA, 1990). Pág. 66.

El método de curado de las unidades de mampostería tiene un efecto significativo en la contracción por cambio de humedad. Una marcada reducción en la contracción (como un 50%) puede ser obtenida por un adecuado ciclo de curado a gran presión de vapor (curado en autoclave), comparada con el curado por humedad a temperatura normal o a vapor a presión liberada al final del ciclo de curado resulta en un secado efectivo de las unidades de mampostería de concreto.

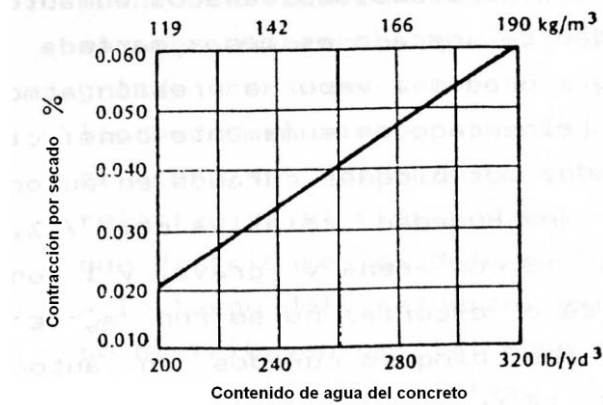


Gráfico 4.1

Efecto característico del contenido de agua en la contracción por secado⁶².

5. Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión es la principal cualidad que deben tener las unidades de mampostería y varía con el tipo de mampostería que con ellas se vaya a elaborar.

La resistencia a la compresión esta especificada para ser alcanzada a los 28 días de producidas las unidades. Sin embargo, las unidades se pueden utilizar a edades menores cuando se tenga un registro sobre evolución de la resistencia de unidades de iguales características, y este indique que ellas alcanzaran dicha resistencia, lo cual no exime de la verificación directa de la calidad de las unidades.

La tabla 4.4 presentada anteriormente, establece una resistencia a la ruptura por compresión medida sobre el área neta, con un valor de 131 Kg/cm² para el promedio de 3 unidades y 117 Kg/cm² como mínimo para cada unidad.

⁶² Merino Bonilla, Ernesto Engelberto; y otros. “Análisis Comparativo de Colocación del Refuerzo Horizontal en Paredes de Bloque de Concreto”. (Tesis UCA, 1990). Pág. 67.

■ OTRAS CARACTERÍSTICAS.

Además de las características y propiedades anteriormente descritas podemos mencionar la característica de modularidad y variaciones del bloque, así como otras propiedades físicas referentes al aislamiento acústico, térmico y resistencia al fuego.

1. Modularidad y variaciones del bloque.

La variabilidad en las dimensiones de las unidades de mampostería altera el espesor de la pared y del mortero de pega, modificando las características estructurales y constructivas (apariencia final, niveles, alineación de juntas, acabados adicionales).

El sistema de unidades de concreto para mampostería es rigurosamente modular, y dado su proceso de fabricación las medidas son muy precisas y constantes. Sin embargo, deben estar dentro de ciertos límites pues variaciones entre celdas de moldes o el desgaste de los mismos, pueden dar lugar a diferencias entre unidades supuestamente iguales.

2. Aislamiento acústico.

Después de chocar con una pared las ondas de sonido son parcialmente reflejadas, absorbidas y transmitidas en cantidades variables, dependiendo de la clase de superficie y la composición de la pared.

Debido a las perforaciones verticales de los bloques de concreto, su área neta transversal varía entre el 40% y el 50% del área bruta, lo que proporciona cámaras aislantes.

La absorción del sonido se acentúa en los bloques de concreto con textura abierta y disminuye, hasta un 3% cuando han sido recubiertos con acabados lisos que contribuyen a cerrar los poros. Las paredes de mampostería de concreto absorben entre el 18% y el 69% del sonido, dependiendo de la textura del concreto y del acabado de la superficie.

3. Aislamiento térmico.

El aislamiento térmico es otra de las características que ofrecen las paredes de mampostería de concreto y es inversamente proporcional a la densidad del concreto de

las unidades. Adicionalmente, las perforaciones de los bloques funcionan como cámaras aislantes, pues el aire es un menos conductor térmico que el concreto.

Las celdas de los bloques permiten la circulación de aire por su interior y alivian la carga de almacenamiento térmico de la pared.

4. Resistencia al fuego.

La resistencia al fuego en una pared está relacionada con el diseño y dimensiones de las unidades de mampostería, el tipo de agregados empleados en su fabricación, la relación cemento/agregados, el método de curado del concreto y su resistencia.

Para efectos comparativos, la resistencia al fuego se expresa en función del espesor equivalente es decir, el espesor de material sólido existente en la trayectoria del flujo calórico. Dicho espesor equivalente corresponde a un número de horas necesario para que se produzca la elevación máxima de temperatura aceptada en el ensayo de resistencia al fuego.

La norma ASTM E 119, proporciona para la mampostería de concreto un método de prueba, bajo el estudio de tres criterios que permiten establecer en tiempo, la resistencia de una edificación expuesta al fuego.

En base a los agregados que se utilizan localmente para elaborar las unidades y sus espesores, se estima un rango de resistencia al fuego de 1 a 3 horas.

■ ENSAYOS DE LABORATORIO A LOS BLOQUES DE CONCRETO.

El bloque debe cumplir con las especificaciones de dimensiones de la unidad, grado de absorción y resistencia a la compresión dadas en ASTM C 90-02. Las pruebas para el control de calidad del bloque de concreto deben realizarse de acuerdo a la norma ASTM C 140-02a “*Método Estándar de Muestreo y Ensayo de Unidades de Mampostería de Concreto*”. Este método da los procedimientos para realizar las pruebas de compresión y absorción a los bloques de concreto. Luego los resultados obtenidos se deben comparar con las especificaciones establecidas en ASTM C 90-02 para clasificar los bloques por su peso, porcentaje de absorción, etc., y para verificar que cumplan los requisitos de dimensión, resistencia a la compresión, etc.

Para las pruebas se tomarán especímenes representativos del lote del que han sido seleccionados, en base a lo estipulado en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Muestreo de unidades según ASTM C 140-02

Piezas por lote	Número de especímenes
10,000 o fracción	6
> 10,000 y < 100,000	12
> 100,000	6 de cada 50,000

Los especímenes deberán estar libres de toda humedad visible y deberán pesarse inmediatamente después de seleccionados.

A continuación, se describe brevemente los procedimientos para realizar las pruebas de compresión y absorción para unidades de mampostería de concreto.

1. Resistencia a la compresión ASTM C 140.

Representa el valor del esfuerzo unitario de carga que pueden soportar los bloques, para ser alcanzada a 28 días de producidas las unidades. El procedimiento que establece la norma para determinar esta propiedad, es el que se describe a continuación.

1. De las seis unidades muestreadas, tres serán ensayadas en compresión y tres serán utilizadas en la prueba de absorción, tal como se indica en el siguiente apartado.
2. Para cada unidad, se mide y registra el ancho (W) en la longitud media de la parte superior e inferior de la superficie portante, la altura (H) en la longitud media de cada cara, y la longitud (L) en la altura media de cada cara.
3. De igual manera, para cada unidad, se mide el espesor de las caras (t_{fs}) y el espesor de las membranas (t_w) en el punto más delgado de cada elemento 12.7 mm (½ pulg.) debajo de la superficie superior de la unidad y se registran los datos a la división más pequeña de la escala del instrumento que se utilice para tomar las medidas.

4. Posteriormente, se ensayan los especímenes colocándolos de tal forma que el centro de sus superficies portantes se encuentren alineadas verticalmente con el centro de la máquina de prueba.
5. Luego, se aplica la carga (a la tasa que sea conveniente), hasta la mitad de la carga máxima prevista, después de lo cual se deberá ajustar los controles de la máquina para dar a un índice uniforme del recorrido del cabezal móvil tal que la carga restante sea aplicada en no menos de un minuto ni más de dos.
6. Finalmente, se registra la carga máxima como P_{\max} .

La resistencia a la compresión se obtiene por la siguiente formula:

$$\text{Resistencia a la compresión del área neta, Kg/cm}^2 = \frac{P_{\max.}}{A_n} \text{ (Ecuación 7 de ASTM C 140)}$$

Donde:

$P_{\max.}$ = Carga máxima de compresión, Kg.

A_n = Promedio del área neta del espécimen, cm^2 . (Ver cálculo en el siguiente apartado).

2. Absorción ASTM C 140.

Como vimos anteriormente, en la actualidad la norma establece la absorción máxima en función del peso volumétrico de las unidades según el tipo de unidad (clasificación por peso), y para cuantificarla la norma propone el siguiente procedimiento.

1. Sumerja los especímenes para la prueba en agua por 24 horas. Se toma el peso de los especímenes mientras que están suspendidos por medio un alambre de metal y totalmente sumergidos en agua y se registra el peso como W_i (peso sumergido).
2. Remueva los especímenes del agua y permita drenar por 1 minuto, se seca el agua superficial visible con un paño húmedo y se pesa, registrándolo como W_s (peso saturado)
3. Subsiguiente a la saturación, seque todos los especímenes en un horno a una temperatura de 100 a 115° C por no menos de 24 horas, transcurrido el tiempo

estipulado, se pesan los especímenes y se registra este peso como W_d (peso secado al horno).

La absorción se obtiene por la siguiente formula:

$$\text{Absorción, \%} = [(W_s - W_d) / W_d] * 100 \quad (\text{Ecuación 1 de ASTM C 140})$$

Donde:

W_s = Peso saturado, Kg.

W_d = Peso secado al horno, Kg.

Con estos datos podemos obtener otros parámetros que son necesarios para verificar la complacencia de las muestras con lo especificado por ASTM C 90, tales como la densidad y el área neta promedio de los bloques de concreto.

La Densidad se obtiene por la siguiente formula:

$$\text{Densidad (D), Kg/m}^3 = [(W_d / W_s - W_i) / V] * 1000 \quad (\text{Ecuación 3 de ASTM C 140})$$

Donde:

W_s = Peso saturado, Kg.

W_d = Peso secado al horno, Kg.

W_i = Peso sumergido, Kg.

El Área neta promedio se obtiene como sigue:

$$\text{Volumen neto (V}_n\text{), cm}^3 = W_d / D = (W_s - W_i) / D \quad (\text{Ecuación 4 de ASTM C 140})$$

$$\text{Área neta promedio (A}_n\text{), cm}^2 = V_n / H$$

Donde:

V_n = Volumen neto, cm^3

D = Densidad del espécimen secado al horno, Kg/m^3 .

A_n = Promedio de área neta, cm^2 .

H = Promedio de la altura del espécimen, cm.

4.2.1.2 MORTERO.

El mortero es otro componente de la mampostería de bloque de concreto, cuya función es unir a las unidades de mampostería a través de las juntas verticales y horizontales, en virtud de su capacidad de adherencia además permite dar un acabado a las superficies. Debe tener buena plasticidad y consistencia para poderlo colocar de la manera adecuada y suficiente capacidad de retención de agua para que las unidades de mampostería no le roben la humedad y se pueda desarrollar la resistencia de la interfase mortero-unidad, mediando la correcta hidratación del cemento del mortero.

Por lo general esta constituido por cemento, cal, arena, agua y aditivos. Se puede emplear cemento Pórtland tipo I, o cemento para mampostería el cual produce un mortero con mayor plasticidad y retención de agua.

■ SELECCIÓN DEL TIPO DE MORTERO.

No existe un solo tipo de mortero que sea aplicable con éxito a todo trabajo. El variar las proporciones mejora algunas propiedades a expensas de otras. El ingeniero o arquitecto debe especificar el mortero que mejor se ajuste a los requisitos de la obra. Una regla práctica es usar el mortero con una resistencia ligeramente menor que el de la unidad, esto con el objeto de inducir a que las fisuras por contracción se formen en la junta del mortero y no en el bloque de concreto. Así por ejemplo, si tenemos una resistencia a compresión de la unidad de $f'_u = 133 \text{ Kg/cm}^2$ se esperaría que el mortero tenga una resistencia de compresión de 125 Kg/cm^2 .

El mortero esta regulado por la norma ASTM C 270-02 que establece los siguientes 4 tipos de mortero:

TIPO M: Mortero de alta resistencia (176 Kg/cm^2 en promedio) y durabilidad.

Recomendado para mampostería reforzada o sin refuerzo sujeta a grandes fuerzas de compresión, vientos fuertes o sismo y estructuras en contacto con el suelo como fundaciones, muros de contención, cisternas, piscinas, pozos y sótanos.

TIPO S: Mortero de alta resistencia de adherencia. Recomendado para estructuras sujetas a cargas de compresión normales que requieren alta resistencia. Se usa también donde el mortero es el único agente de adherencia con la pared, por ejemplo enchapes.

TIPO N: Mortero de propósito general, de mediana resistencia (53 Kg/cm^2 en promedio), para estructuras sobre nivel de suelo. Se recomienda para enchapes de mampostería paredes internas y divisiones. Representa la mejor combinación de resistencia, trabajabilidad y economía.

TIPO O: Mortero de baja resistencia (25 Kg/cm^2 en promedio), y mucha cal. Úselo en paredes y divisiones sin carga, Posee una excelente trabajabilidad.

Para el caso de la Norma para Diseño y Construcción de Viviendas establece lo siguiente: los morteros de pega a ser utilizados en la construcción de viviendas de una y dos plantas deben ser del Tipo M ó Tipo S, por tener buena plasticidad, consistencia y garantizar la retención del agua mínima para la hidratación del cemento. Su función principal es la de adherir las piezas de mampostería, y para ello la dosificación a usar debe garantizar su calidad.

DESIGNACIÓN ASTM PARA LOS TIPOS DE MORTERO.

Tal como se mencionó, los diferentes tipos de mortero descritos anteriormente se encuentran regulados por la norma ASTM C 270 “Especificación Estándar del Mortero para Unidades de Mampostería”; que tiene aplicación tanto para la construcción de mampostería reforzada como para mampostería no reforzada. Y que además establece, que el mortero puede especificarse bajo dos alternativas:

1. Especificación por proporciones.

El mortero especificado por proporción debe cumplir la norma ASTM C 270 con los requisitos de la tabla 4.7, en la cual se establece la proporción de cemento Pórtland o cemento mezclado, cal hidratada o masilla de cal, para el mortero cemento-cal y la proporción de cemento Pórtland o cemento mezclado y cemento de mampostería, para el

mortero de cemento de mampostería. De acuerdo con el volumen de las proporciones hay cuatro tipos de mortero de cemento-cal (M,S,N,O) y seis tipos de mortero de cemento de mampostería (M,M,S,S,N,O).

Tabla 4.7. Requerimientos de la especificación por proporciones⁶³.

Mortero	Tipo	Proporciones por volumen (materiales cementantes.)				Cal hidratada	Razón de agregados (medidos en condiciones húmedas y sueltos)
		Cemento Pórtland	Cemento de Mampostería				
			M	S	N		
Cal- Cemento	M	1	-	-	-	¼	No menos que 2¼ y no mas de 3 veces la suma de los volúmenes separados de los materiales cementantes.
	S	1	-	-	-	de ¼ a ½	
	N	1	-	-	-	de ½ a 1¼	
	O	1	-	-	-	de 1¼ a 2½	
Cemento de mampostería	M	1	-	-	1	-	
	M	-	1	-	-	-	
	S	½	-	-	1	-	
	S	-	-	1	-	-	
	N	-	-	-	1	-	
	O	-	-	-	1	-	

Nota: Dos materiales inclusores de aire no deberán combinarse en el mortero.

2. Especificación por propiedades.

La tabla 4.8 que se presenta a continuación, establece los requerimientos de la especificación por propiedades, que son: promedio mínimo de resistencia a la compresión a los 28 días, que oscila entre 176 Kg/cm² para los morteros tipo “M” y los 25 Kg/cm² para los morteros tipo “O”; el porcentaje mínimo de retención de agua, que siempre es de 75 para todos los tipos de mortero y porcentaje máximo de contenido de aire, tanto para el mortero de cemento-cal como para el mortero de cemento de mampostería. Estos requisitos son para especímenes de laboratorio solamente y no para morteros mezclados en obra.

Las proporciones de cemento, cal y arena establecidas en el laboratorio para cumplir la norma ASTM C 270 deben ser empleadas al mezclar el mortero en obra. Se asume que las proporciones establecidas en el laboratorio darán un comportamiento satisfactorio en obra.

⁶³ ASTM C-270 “Especificación Estándar del Mortero para Unidades de Mampostería”. Pág. 147.

Tabla 4.8 Requerimientos de la especificación por propiedades^{a64}.

Mortero	Tipo	Resistencia mínima promedio a compresión a los 28 días Kg/cm ²	Retención mínima de agua (%)	Contenido máximo de aire (%)	Razón de agregados (medidos en condiciones húmedas y sueltos)
Cemento-cal	M	176	75	12	No menos que 2¼ y no mas de 3 veces la suma de los volúmenes separados de los materiales cementantes.
	S	127	75	12	
	N	53	75	14 ^b	
	O	25	75	14 ^b	
Cemento de mampostería	M	176	75	c	
	S	127	75	c	
	N	53	75	c	
	O	25	75	c	

^a Mortero preparado en el laboratorio

^b Cuando el refuerzo estructural es incorporado en el mortero de cemento y cal, el máximo contenido de aire será 12%.

^c Cuando el refuerzo estructural es incorporado en el mortero de cemento de mampostería, el máximo contenido de aire será 18%.

Cualquiera de estas dos alternativas puede utilizarse, pero no ambas. La especificación por proporción rige siempre que se hace referencia a la norma ASTM C 270 y no se menciona un método específico. Sin embargo, los diseñadores tienden a usar más la especificación por propiedades porque el mortero generalmente resulta más barato, debido a que la relación entre la cantidad de material cementante y los agregados es generalmente menor usando la especificación por propiedades que usando la de proporción.

MATERIALES.

Los morteros son una mezcla de cemento, arena, agua y en algunos casos, cuando es requerido, aditivos; cuyas propiedades individuales influyen en la mezcla de mortero resultante, lo cual implica que para ejecutar un adecuado control de calidad, debemos conocer uno a uno estos materiales, por tal razón, en los siguientes apartados se describirán los requerimientos mínimos que deben de satisfacer los materiales utilizados en la mezcla de mortero, definidos por la normas ASTM y adaptados a nuestro medio en

⁶⁴ ASTM C-270 “Especificación Estándar del Mortero para Unidades de Mampostería”. Pág. 148.

la Norma Técnica para Control de Calidad de los Materiales Estructurales. A continuación se describen cada uno de ellos.

1. Agua de mezcla.

El agua a utilizar debe ser sin sabor ni olores pronunciados, debe ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, sales y materia orgánica o cualquier otra sustancia que sea nociva para la mezcla y/o el refuerzo, de preferencia utilizar agua potable.

El agua en el mortero tiene las siguientes funciones:

- Reaccionar con el cemento en el proceso de hidratación
- Actuar como agente dispersante del polvo de cemento
- Actuar como lubricante para incrementar la trabajabilidad de la mezcla

Cuando el agua que se utilice en el mezclado no sea potable debe cumplirse con lo siguiente según lo estipulado en la Norma Técnica para Control de Calidad de Materiales Estructurales:

- a) El proporcionamiento del mortero, debe basarse en mezclas de prueba en las que se utiliza dicha agua.
- b) Los cubos de morteros para pruebas hechos con esa agua, deben tener resistencia a los 7 y 28 días de al menos el 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de la prueba de resistencia debe hacerse con morteros idénticos, donde la variante sea únicamente el agua de mezclado, preparados y probados de acuerdo con ASTM C 109 “Método de ensayo para resistencia a la compresión de morteros de cemento hidráulico”.

Los contenidos de agua recomendados para morteros de mampostería son aquellos que dan un revenimiento de 5” a 8” (12.7 a 20 cm).

2. Cemento.

El cemento específicamente formulado y manufacturado, para ser utilizado en la elaboración de morteros. Es una mezcla homogénea de cemento Pórtland y plastificantes para mejorar las propiedades de los morteros.

La Norma Técnica para Control de Calidad de Materiales Estructurales estipula que los cementos utilizados en morteros para mampostería deben cumplir con cualquiera de las siguientes designaciones de ASTM:

- a) Designación ASTM C91. *“Especificación Estándar para Cemento de Mampostería”*.

Esta especificación cubre 3 tipos de cementos de mampostería, los cuales son N, S y M; para utilizarse cuando es requerido mortero para mampostería.

Aquí se encuentra definido el concepto de cemento de mampostería, al cual se le conoce como un cemento hidráulico que es primordialmente usado en la construcción de mampostería y acabados, consistente de una mezcla de cemento Pórtland o una combinación de cemento hidráulico y materiales plastificantes (tal como piedra caliza, cal hidráulica o hidratada) junto con otros materiales, introduciéndolos para realzar una o más propiedades, tales como, tiempo de fraguado, trabajabilidad, retención de agua, y durabilidad.

- b) Designación ASTM C150. *“Especificación Estándar para Cemento Pórtland”*.

Esta especificación cubre ocho tipos de cemento Pórtland, como sigue:

Tipo I – Para usarse cuando no se requiere ningún otro tipo específico de propiedades especiales.

Tipo IA – Cemento con contenido de aire para los mismos usos como Tipo I, donde el cemento se desea con contenido de aire.

Tipo II – Para uso en general, especialmente cuando se desea resistencia moderada a los sulfato o se desea moderar el calor de hidratación.

Tipo IIA – Cemento con contenido de aire para los mismos usos como Tipo II, donde el cemento se desea con contenido de aire.

Tipo III – Para usarse cuando se desea altas resistencias a edades tempranas.

Tipo IIIA – Cemento con contenido de aire para los mismos usos como Tipo III, donde el cemento se desea con contenido de aire.

Tipo IV – Para usarse cuando se desea un calor de hidratación bajo.

Tipo V- Para usarse cuando se desea una resistencia elevada a los sulfatos.

- c) Designación ASTM C595. *“Especificación Estándar para Cementos Hidráulicos Mezclados”*.

Esta especificación contempla cinco clases de cementos hidráulicos mezclados para aplicaciones generales y especiales, usando escoria y puzolana, o ambas, con cemento Pórtland o clinker de cemento Pórtland o escoria con cal.

Los tipos de cemento mezclado cubiertos por esta especificación son los que se citan a continuación y que pretenden ser usados como se dicta.

Cementos hidráulicos mezclados para construcción de concreto en general.

1. Tipo IS – Cemento Pórtland de escorias de altos hornos.
2. Tipo IP – Cemento Pórtland de Puzolana.
3. Tipo P – Cemento Pórtland de Puzolana para usarse cuando no se requiere resistencias altas a edades tempranas.
4. Tipo I (PM) – Cemento Pórtland de puzolana modificado.
5. Tipo I (SM) – Cemento Pórtland de escorias modificado

Tipo S – Cemento de escoria para usarse en combinación con cemento Pórtland en la fabricación concreto y en combinación de cal hidratada en la fabricación de mortero para mampostería.

- d) Designación ASTM C 1157-03. *“Especificación de Desempeño de Cementos Hidráulicos”*.

En esta especificación se describen los siguientes tipos de cementos.

Tipo GU – Uso general

Tipo HE – Alta resistencia mecánica temprana.

Tipo MS – Moderada resistencia a sulfato

Tipo HS – Alta resistencia a sulfato

Tipo MH – Moderado calor de hidratación

Tipo LH – Bajo calor de hidratación

Opción R. – Opción de baja reactividad álcali-agregado.

3. Cal.

La utilización de cal hidratada en los morteros les proporciona mayor plasticidad, impermeabilidad, mejor adherencia y baja contracción.

Dicho componente debe cumplir con lo especificado en la Designación ASTM C207 “Especificación Estándar para la Cal Hidratada para Propósitos de Mampostería”.

Esta especificación cubre cuatro tipos de cal hidratada. Tipos N y S son apropiados para el uso en mortero. Cales hidratadas tipos NA y SA con contenido de aire que son conveniente para el uso en cualquiera de los usos anteriores donde las propiedades inherentes de cal y se desean con contenidos de aire. Designado como sigue:

Tipo N – Cal hidratada Normal para los propósitos de la mampostería.

Tipo S – Cal hidratada Especial para los propósitos de la mampostería.

Tipo NA – Cal hidratada Normal con contenido de aire para los propósitos de la mampostería.

Tipo SA – Cal hidratada especial con contenido de aire para los propósitos de la mampostería.

Algunos códigos de construcción prohíben el uso de materiales con aire incluido en el mortero, porque están acompañados de una reducción en la adherencia y en la resistencia a la compresión. La inclusión de aire puede ser beneficiosa para la resistencia, en donde las condiciones de hielo y deshielo se ven incrementadas (condición climática por la cual no se ve afectado nuestro medio).

El añadir cal al mortero de mampostería de cemento Pórtland-arena-agua mejora el comportamiento del mismo tanto durante su manipulación y colocación como en el comportamiento general de la estructura ya terminada. En la tabla 4.9 se muestra un resumen de sus propiedades.

4. Agregados.

Los agregados son el material inerte que no reacciona con otros y que al agregarse a la pasta de cemento, forman el mortero o concreto. Deberán estar limpios, libres de contaminación de arcilla, tierra y materia orgánica.

Los agregados pueden ser de dos clases:

- Agregado grueso.
- Agregado fino.

Tabla 4.9 Resumen de las propiedades que otorga la cal al mortero para mamposterías durante y después de su aplicación⁶⁵.

Estado del mortero	Contribución	Permite que:	Debido a:	Ayuda a que:
Fresco (plástico)	Mayor trabajabilidad (fácil colocación y distribución).	El mortero contenga mayor lubricante (agua).	Las pequeñas partículas de cal son recubiertas por una película de agua lo cual aumenta en contenido de la última.	Exista una mejor lubricación entre las partículas.
	Mayor retención del agua.	La lubricación dure mayor tiempo y por lo tanto la trabajabilidad.	Retarda la pérdida rápida del agua.	Se evite el Retemperado (añadirle más agua) para poder colocarlo.
	Menor costo.	La mezcla tenga mayor contenido de arena	La arena es recubierta por partículas de cal.	No se sacrifique trabajabilidad a mayor contenido de arena.
Endurecido	Mejor adherencia.	El contacto del mortero con la pieza sea total.	Las partículas planas de magnesio penetran las aberturas de la mampostería.	Exista un aumento de densidad y el contacto con la mampostería mejore.
	Evita la aparición de fisuras en la interfaz mortero/mampostería.	No se debilite la adherencia.	Que la pieza de mampostería tiende a absorber el agua con gran rapidez	El agua sea retenida por mayor tiempo.
	Mayor ductilidad.	El mortero absorba movimientos	Reducción de la rigidez del mortero.	El mortero se adapte a movimientos.
	Evita la eflorescencia.	El agua no penetre.	Mayor impermeabilidad.	Las sales no sean disueltas.
	Curado de fisuras.	Pequeñas fisuras sean obstruidas (taponadas).	El calcio se combina y reacciona con el dióxido de calcio acarreado por el agua formando carbonato de calcio.	El agua no siga penetrando por pequeñas fisuras.

⁶⁵Roberto Cruz y Serrano. "Conceptos constructivos para muros de block de concreto reforzados interiormente". Fundación ICA. Pág. 347.

Sin embargo, para elaborar mortero únicamente se utilizan los agregados finos, los cuales se describen a continuación.

▪ **Agregado fino.**

Se considera como agregado fino a la arena, la cual es extraída de lechos y márgenes de río, o de bancos. En nuestro país los principales bancos de arena son los que se listan a continuación⁶⁶.

- a) Río Las Cañas (Soyapango y Apopa, departamento de San Salvador).
- b) Mina de Aramuaca (Departamento de San Miguel).
- c) Río Jiboa (Departamento de La Paz).

La arena provee el cuerpo básico para el mortero. Las partículas son cubiertas y lubricadas con la pasta de cemento proporcionando la consistencia requerida en un mortero fresco. Nunca se debe usar arena de mar, ya que puede suceder que las sales que contengan produzcan eflorescencias en la pared terminada, además, el efecto de la sal marina se observa en el aumento en el tiempo de fraguado así como también reduciendo la velocidad de endurecimiento, sin olvidar que puede causar corrosión al refuerzo de la pared.

La graduación de la arena es un aspecto muy importante, si la arena es muy fina se obtienen morteros muy frágiles y permeables; si es muy gruesa se disminuye la trabajabilidad.

Los agregados para morteros deben cumplir con la Designación ASTM C 144 “Especificación Estándar para los Agregados del Mortero para Mampostería”.

⁶⁶ Un análisis completo de la calidad de los agregados en las diferentes canteras de nuestro país se puede encontrar en el “Estudio de la Calidad de los Agregados para Concreto en las Canteras más Importantes de El Salvador”. Tesis. Universidad de El Salvador.

Esta especificación trata acerca de la determinación de las propiedades físicas del agregado usado en el mortero para unidades de mampostería, estableciendo límites para su empleo.

Detallando en primer lugar que los agregados que serán utilizados consistirán, en arena natural o arena triturada, la cual es producto de la trituración de rocas y grava.

En cuanto a su granulometría, se fijan límites para su empleo, dependiendo si es arena natural o triturada. Además no deberá tener más del 50% retenido en dos tamices consecutivos y no más del 25% entre la No. 50 y la No. 100. La tabla 4.10 presenta los límites para la graduación de la arena acorde a esta norma.

La importancia de una arena bien graduada, es lograr una masa densa de agregados, requiriendo un mínimo de material cementante para obtener una resistencia dada; minimiza las deformaciones en función del tiempo, lo mismo que el encogimiento; además, mejora la trabajabilidad.

El comportamiento de un mortero es afectado por la forma de las partículas del agregado. Si son redondeadas el mortero es bastante trabajable, si son alargadas, es de esperarse un incremento en la resistencia. Su tamaño debe limitarse a $\frac{1}{3}$ o $\frac{1}{2}$ del espesor de la junta.

Tabla 4.10 Granulometría de la arena para morteros⁶⁷.

Tamaño de malla		% que pasa.	
		Arena natural	Arena triturada.
4.75mm	(No.4)	100	100
2.36mm	(No.8)	95 a 100	95 a 100
1.18mm	(No.16)	70 a 100	70 a 100
600µm	(No.30)	40 a 75	40 a 75
300µm	(No.50)	10 a 35	20 a 40
150µm	(No.100)	2 a 15	10 a 25
75µm	(No.200)	0 a 5	0 a 10

Además la norma ASTM C 144, establece que los agregados antes descritos, deben de cumplir ciertos aspectos relacionados a su composición, es decir, deben estar libres de

⁶⁷ ASTM C 144 “Especificación Estándar para los Agregados del Mortero para Mampostería “. Pág. 109.

impurezas orgánicas y no sobrepasar los límites permisibles máximos de sustancias deletéreas dictados por esta norma.

Para controlar la calidad de la arena en campo, existe una prueba muy común y sencilla, que sirven para detectar la presencia de materiales extremadamente finos en la arena y que puede utilizarse como indicador de la calidad.

Esta prueba se denomina “Prueba de Sedimentación”, y consiste en agregar dentro de una botella de gran tamaño una cantidad de material de la muestra hasta 5 cm de altura; después se le agrega agua hasta llegar a los $\frac{3}{4}$ de la altura; luego se tapa y se agita con fuerza durante 1 minuto. Las últimas sacudidas deberán darse hacia los lados para que el material quede con la superficie horizontal.

Deberá dejarse reposar la botella con su contenido por una hora. Se podrá observar durante este periodo que el material muy fino se depositará sobre la arena, y si la capa que se forma tiene más de 3 mm de espesor, el material original (arena) deberá ser lavado o no deberá ser utilizado para hacer concreto (ver figura 4.4).



Figura 4.4

Prueba de sedimentación.

5. Aditivos.

Es un material distinto al agua, del agregado o del cemento, generalmente es utilizado cuando se desea modificar alguna característica del mortero.

Cuando se utilice, se deberán seguir las instrucciones del fabricante y se tendrá el cuidado de verificar, que el aditivo desempeñe su función sin afectar desfavorablemente otras propiedades, u otros elementos del sistema como por ejemplo, el acero de refuerzo. Los aditivos y mezclas que se adicionan a los morteros, no deben utilizarse a menos que sean aprobados por la autoridad competente⁶⁸.

Sin embargo, los aditivos para mortero no son muy frecuentemente utilizados en la construcción de viviendas en nuestro país. Por lo general, los colorantes compuestos por, óxidos de hierro, cromo o magnesio, que se utilizan para darle color al mortero en conjunto con los colores de los cementos y agregados empleados son los aditivos de mayor uso en nuestro medio.

■ PROPORCIONAMIENTO DE LA MEZCLA.

El apartado 4.3.2 de la Norma Técnica para Control de Calidad de los Materiales Estructurales, indica que las proporciones de los ingredientes y cualquier aditivo, se basaran en la experiencia de campo o laboratorio en las que se hayan usado los mismos tipos de ingredientes del mortero e igual tipo de unidades de mampostería. Los contenidos de agua se ajustaran para proveer adecuada trabajabilidad, bajo las condiciones existentes en el campo.

En todo caso deberá garantizarse una resistencia mínima a la compresión de 175 Kg/cm^2 , para morteros tipo M y de 125 Kg/cm^2 , para morteros tipo S.

Cuando las proporciones de los ingredientes no se hayan establecido en el laboratorio o con experiencias de campo, deberán usarse, según el tipo de mortero, las que se mostraron en la tabla 4.7.

■ PROPIEDADES DEL MORTERO EN ESTADO PLÁSTICO.

Las propiedades de los morteros en estado plástico determinan que la construcción sea ejecutada adecuadamente, además, guardan relación con las propiedades del mortero endurecido y, por lo tanto, con las propiedades estructurales de los elementos

⁶⁸ Recomendación tomada de UBC 97 sección 2103.5.1.

terminados. Las propiedades en estado plástico que ayudan a lograr un comportamiento adecuado del mortero durante la construcción, incluyen la trabajabilidad y la retención de agua.

1. Trabajabilidad.

Es la propiedad esencial del mortero en estado plástico, mediante la cual puede ser manipulado y esparcido con facilidad sobre la cara superior de las paredes de las unidades de mampostería, las salientes de las mismas y alcanza un contacto íntimo y completo con las irregularidades de la superficie de estas. Lo opuesto a un mortero plástico es un mortero áspero. La trabajabilidad esta directamente con la plasticidad e indirectamente con la viscosidad, la cohesión, y la densidad. La trabajabilidad de un mortero es fácilmente reconocible por un buen albañil, pero no existe ensayo para cuantificarla ni para medir sus características. Comúnmente se acepta como medida de la trabajabilidad el ensayo de fluidez o flujo de la mezcla.

2. Retención de agua.

Esta propiedad le permite al mortero conservar al agua necesaria para la hidratación del cemento en ambientes absorbentes como las superficies de las unidades de mampostería. La retención de agua se mejora con la adición de un retenedor de agua, e incide mucho en el endurecimiento y en la resistencia final del mortero. Una mezcla incapaz de retener agua no permite la hidratación de sus materiales cementantes.

3. Endurecimiento.

Es la velocidad en la que se desarrolla la resistencia. El mortero de mampostería endurece, a medida que se va generando la perdida de agua, y gana resistencia a través de la hidratación del cemento.

Un tiempo de fraguado adecuado, permite una buena adherencia de las unidades así como una adecuada resistencia.

■ PROPIEDADES DEL MORTERO EN ESTADO ENDURECIDO.

Estas son las propiedades estructurales del mortero, que dependen, principalmente de las propiedades del mortero en estado plástico y de la calidad y proporcionamiento de sus materiales componentes. Entre estas propiedades encontramos la adherencia, resistencia a la compresión y durabilidad; cuya descripción se presenta a continuación.

1. Adherencia.

Es la característica más importante del estado endurecido que mantiene las unidades de mampostería unidas.

El término adherencia se refiere a una específica propiedad que puede subdividirse en dos:

- a) El grado de contacto del mortero con la superficie del bloque.
- b) Fuerza requerida para separar las unidades.

Para lograr una adherencia adecuada es necesario que la superficie de las unidades de mampostería sea de textura lisa y abierta. Para permitir la unión mecánica del mortero y la unidad, esta debe tener una absorción adecuada, compatible con el mortero. Como ya se dijo, las unidades muy absorbentes sustraen el agua del mortero y no permiten la hidratación del cemento en la superficie que los une. Por el contrario, las unidades totalmente impermeables impiden la creación de una superficie de contacto. Es importante también que el mortero tenga suficiente plasticidad y la retención de agua necesaria para que no se debilite la unión con la unidad, que debe ser tan íntima como sea posible.

La adherencia es medida como la resistencia a la tensión o flexión y puede ser incrementada al aumentar la cantidad de agua bajo límites razonables.

2. Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión del mortero es algunas veces usado como un criterio principal para seleccionar el tipo de mortero, ya que la resistencia a compresión es relativamente fácil de medir, y comúnmente se relaciona con algunas otras propiedades, tales como, la resistencia a la tensión y la absorción del mortero. Sin embargo, no debe

ser el único criterio para la selección del tipo de mortero que se desea, la adherencia es también importante, así como una buena trabajabilidad y una retención de agua.

La resistencia a la compresión del mortero es directamente proporcional al incremento del contenido de cemento y decrece con el incremento en el contenido de cal, arena, agua o contenido de aire.

3. Durabilidad.

Es la resistencia del mortero a los agentes exteriores sin presentar deterioro de sus condiciones físicas con el tiempo. Esta íntimamente relacionada con su densidad y con el contenido de cemento.

Asimismo, el utilizar materiales inadecuados para la elaboración del mortero, puede causar desintegración de las juntas y por ende de la mampostería.

■ ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EL MORTERO.

De acuerdo con la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, cuando se especifique, el mortero se deberá probar de acuerdo con la norma ASTM C 780 “*Método de Ensayo Estándar para Evaluación de Morteros para unidades de Mampostería Simple y Reforzada, Usados en Preconstrucción y Durante la Construcción*”. Esta norma, provee procedimientos estándares para evaluar la composición y propiedades del mortero. Los datos que se obtengan de las pruebas deben combinarse con otra información para formular juicios sobre la calidad del mortero.

Las pruebas que podemos realizar con esta norma son:

- ***Proporción Mortero – Agregado.***

Método para determinar la relación cemento-agregado en el mortero para unidades de mampostería, determinando la fracción de agregados. En la obra, permite identificar el cumplimiento de la dosificación de cemento y la arena, así como las variaciones que se puedan dar.

- ***Contenido de Agua en el mortero.***

Esta prueba permite determinar el porcentaje del contenido de agua en una mezcla de mortero y los datos sirven de base para corroborar su cumplimiento en obra

- ***Contenido de aire en el mortero.***

De utilidad para mostrar los cambios causados en el mortero por las variaciones en el tiempo y la eficiencia en el proceso de mezclado.

- ***Resistencia a la compresión de cubos y cilindros.***

Utilizando cilindros o cubos permite establecer el desarrollo de la resistencia en los morteros. Refleja en general la resistencia que tendrá el mortero en la mampostería.

- ***Resistencia a la tensión de cilindros de mortero.***

Proporciona el esfuerzo de tensión que desarrolla el mortero en la mampostería.

Sin embargo, en nuestro país se acostumbra a evaluar la calidad del mortero en base a su resistencia a compresión, y en algunos casos se realizan pruebas de fluidez del mortero, es por ello que son las pruebas que se describen a continuación.

1. Consistencia.

La resistencia a la compresión no es generalmente la propiedad más importante del mortero sino que las características del comportamiento estructural de la mampostería, se relacionan más directamente con la fluidez y con el proporcionamiento del mortero. Para medir la fluidez del mortero existe una prueba, la cual se lleva a cabo mediante una mesa de fluidez o flujo especificada en ASTM C 1437 “*Método de Ensayo Estándar Para la Fluidez de los Morteros de Cemento Hidráulico*”, utilizada para determinar la fluidez o consistencia de los morteros de cemento hidráulico; a través del contenido de agua requerido para una consistencia establecida.

De manera general, el procedimiento que establece la norma para llevar a cabo esta prueba es el siguiente (ver figura 4.5):

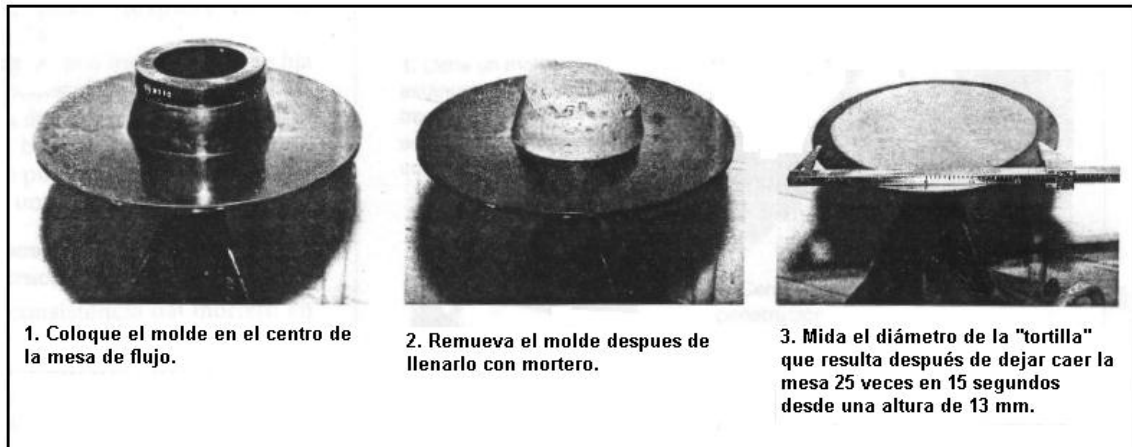


Figura 4.5

El procedimiento de la mesa de flujo.

1. Colocar el molde de fluidez en el centro de la mesa, teniendo cuidado que esta se encuentre limpia y seca.
2. Colocar una capa de mortero de 25 mm de espesor en el molde y apisonar 20 veces. Luego, llénese el molde con mortero y apisonone como fue detallado para la primera capa.
3. Enrasar la parte superior de molde con un movimiento en zigzag.
4. Limpie y seque totalmente la parte superior de la mesa, prestando especial atención en remover cualquier exceso de agua del borde de la mesa.
5. Un minuto después de completar la operación de mezcla, remueva el molde. Inmediatamente gire la mesa 25 veces en 15 segundos.
6. Finalmente, se mide el diámetro final.

La fluidez es el incremento resultante en el diámetro promedio de la masa de mortero, expresado como un porcentaje del diámetro original de la base, así:

$$Fluidez = \frac{D - D_i}{D_i} * 100 \quad (4.1)$$

Donde:

D = Diámetro promedio de la masa de mortero, cm.

D_i = Diámetro original de la base (el diámetro del molde es 10 cm por especificación).

Si el mortero es especificado en ASTM C 270, como se expuso anteriormente, debe cumplir ciertos requisitos de resistencia a la compresión, retención de agua y contenido de aire. Para realizar estos ensayos, el mortero del laboratorio por especificación debe tener un contenido de agua para un flujo de $110\% \pm 5\%$. Por esto, antes de ensayar el mortero en laboratorio para evaluar otras propiedades, lo primero es medir en la mesa respectiva⁶⁹.

2. Ensayo de resistencia a la compresión del mortero ASTM C 780.

La resistencia a la compresión es el índice de calidad del mortero, generalmente aceptado, para lo cual la norma ASTM C 780, como se describió anteriormente, propone la evaluación de esta propiedad en base al ensayo de especímenes en forma de cilindros o cubos, siendo los cubos de mortero los más utilizados en nuestro medio para dicho ensayo, los cuales están compuestos por dos piezas con paredes lisas y rígidas para evitar deformaciones; además de una base constituida por una placa de superficie plana y de material no absorbente. Las caras interiores de los moldes deben ser superficies planas que formen cavidades cúbicas de 50 mm (2 pulgadas) por lado, como se muestra en la figura 4.6.

Para la elaboración de los especímenes la norma ASTM C 780 hace referencia a la norma ASTM C 109 “*Método de Ensayo Estándar para la Resistencia a la Compresión de Morteros de Cemento Hidráulico*”, la cual dicta el siguiente procedimiento.

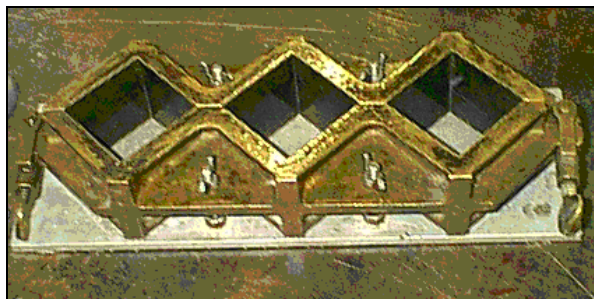


Figura 4.6

Moldes para fabricar los especímenes para la prueba de compresión.

⁶⁹ Aberdeen Group. “Mortero, cómo especificar y utilizar mortero para Mampostería”. Pág. 49

1. Las superficies de contacto entre las dos mitades que constituyen cada molde, así como sus caras interiores se deben cubrir con una capa delgada de lubricante, que puede ser aceite mineral o grasa delgada.
2. Se debe mezclar el mortero hasta alcanzar la consistencia adecuada para su uso.
3. Antes de moldear los especímenes se debe determinar la fluidez del mortero, tal como se indicó en el apartado anterior.
4. Posteriormente, se deposita en cada compartimiento una capa de mortero de aproximadamente 25 mm de espesor, compactándola con el pisón 32 veces en aproximadamente 10 s. Esta compactación se efectúa mediante cuatro ciclos de ocho golpes adyacentes repartidos sobre la superficie del mortero, aplicando cada ciclo en dirección perpendicular con respecto al anterior, tal como se muestra en la figura 4.7, completando los 32 golpes aun compartimiento antes de continuar con el siguiente.

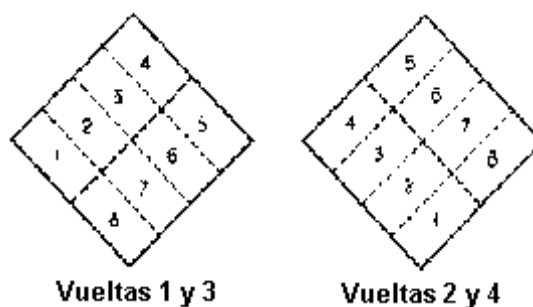


Figura 4.7

Orden de compactación durante moldeo de los cubos.

5. Terminada la primera capa, se procede a llenar los moldes con el mortero sobrante, compactándolo en la forma descrita en el inciso anterior.
6. Concluido el último ciclo de compactación, el mortero sobresaliente se extiende suavemente con la cuchara de albañil, aplanando y regresando al interior el mortero que se encuentra en los bordes. Finalmente se enrasa la superficie en relación al borde superior del molde, eliminando los excesos mediante un corte con la orilla de la cuchara.

7. A continuación, se debe cubrir y mantener húmedo al molde hasta llevarlo al laboratorio. Después de 48 horas, remover los moldes en el laboratorio y curarlo hasta probarlo a los 7 o 28 días.

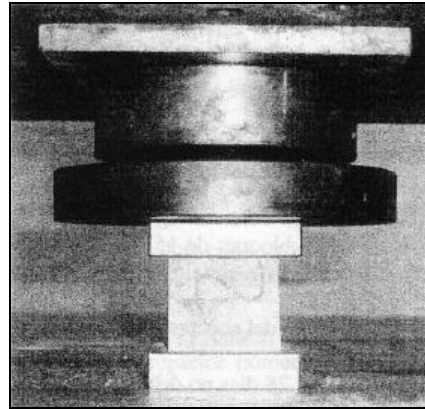


Figura 4.8

Prueba a compresión de cubo de mortero.

La resistencia a la compresión del mortero se calcula como sigue:

$$f_m = P / A \quad \text{(Ecuación 1 de ASTM C 109)}$$

Donde:

f_m = Resistencia a la compresión en Kg/cm².

P = Carga máxima total en Kg.

A = Área de la superficie cargada en cm².

Mientras que las pruebas de resistencia a la compresión son usadas con mayor frecuencia, los resultados a menudo son entendidos e interpretados equivocadamente. Las normas ASTM no incluyen requerimientos para la resistencia a la compresión de morteros preparados en la obra. Las pruebas de resistencia del mortero en el sitio de la construcción no deberían ser comparadas a los requerimientos de la ASTM C 270, que fue establecido para el mortero preparado en el laboratorio el cual tiene un contenido menor de agua. La resistencia a la compresión del mortero puede variar considerablemente debido a las diferentes cantidades de agua de mezclado, requerida para el mortero basado en las condiciones ambientales (calor, luz solar, viento) y las propiedades absorbentes de las unidades.

El buen funcionamiento del mortero es el resultado de las proporciones correctas entre los materiales cementantes y los agregados. Así el procedimiento de la proporción del agregado del mortero debería ser considerado como un método de verificación que las proporciones usadas sean compatibles con las especificadas.

La observación de la dosificación del mortero preparado en el sitio también puede proporcionar este aseguramiento.

4.2.1.3 CONCRETO FLUIDO (GROUT).

Consiste en una mezcla fluida de agregados y material cementante, capaz de penetrar en todas las cavidades de las unidades de la pared sin sufrir segregación, la cual se adhiere a las unidades de mampostería y a las barras de refuerzo, de tal manear que actúen juntos como un material homogéneo.

■ DESIGNACIÓN ASTM PARA TIPOS DE CONCRETO FLUIDO.

El concreto fluido debe cumplir con la norma ASTM C 476 “*Especificación Estándar para el concreto fluido de Mampostería*”, que de manera general estipula los siguientes requerimientos.

Esta especificación cubre dos tipos de concreto fluido, para ser utilizado en la construcción de estructuras de mampostería:

- Concreto fluido fino: La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, indica que este tipo de concreto fluido no contendrá agrega grueso y podrá ser empleado en paredes de 10 cm de espesor ó más.
- Concreto fluido grueso: La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, indica que este tipo de concreto fluido debe ser empleado en paredes de 15 cm ó más de espesor, además el tamaño máximo del agregado grueso (grava), no debe exceder de 1 cm ($\frac{3}{8}$ ”).

En cuanto al tipo de concreto fluido, la designación detalla que este debe de estar especificado, y deberá coincidir con uno de los siguientes:

- 1) El concreto fluido fino deberá ser preparado con agregados finos (especificación ASTM C 404).
- 2) El concreto fluido grueso deberá ser preparado con la combinación de agregados finos y gruesos (especificación ASTM C 404).

Al igual que el mortero, el concreto fluido esta especificado por:

- 1) Por proporciones, y
- 2) Por requerimientos de resistencia.

Además, se indica que el concreto fluido deberá ser proporcionado de acuerdo con los requisitos de la tabla 1 de esta especificación (ver tabla 4.11).

Tabla 4.11 Proporcionamientos en volumen, recomendados para concretos fluidos en paredes de mampostería con refuerzo interior⁷⁰.

Tipo	Partes de Cemento Pórtland o Cementos mezclados	Partes de cal hidratada.	Partes de arena	Partes de grava
Concreto fluido fino	1	0 a 1/10	de 2.25 a 3*	-
Concreto fluido grueso	1	0 a 1/10	de 2.25 a 3*	de 1 a 2*

*veces la suma de los materiales cementantes. Material cementante incluye las partes de cemento Pórtland más las partes de cal hidratada.

La resistencia a la compresión de la lechada deberá ser especificada y no podrá ser menor de 2000 psi (140 Kg/cm²) a 28 días.

MATERIALES.

Los materiales que se describen a continuación, son utilizados en la elaboración del concreto fluido y estos deben de cumplir con los requisitos mínimos dictados por las normas ASTM aplicables a cada uno de ellos.

⁷⁰ ASTM C 476 “Especificación Estándar para el Concreto Fluido de Mampostería”. Pág.291.

1. Agua.

Debe cumplir los mismos requisitos dictados para el agua utilizada en la elaboración de morteros. El grout debe contener suficiente agua para alcanzar un revenimiento de 8” a 10”.

2. Cemento.

Los cementos utilizados para el concreto fluido, son los mismos que se describieron para el mortero. Sin embargo hay que aclarar que en paredes estructurales (paredes de corte), no se permite el uso de cemento de mampostería en la fabricación del concreto fluido, además el cemento Pórtland utilizado será del tipo 1 o 2 de acuerdo a la norma ASTM C 150⁷¹.

3. Agregados.

El concreto fluido puede tener un amplio rango de composición de acuerdo con las resistencias y las características que se le exijan y con el sistema de colocación empleado.

Se debe tener en cuenta que el tamaño máximo del agregado debe ser de 10 mm para eliminar toda posibilidad de obstrucción en el llenado de las celdas o que se genere segregación. Los agregados que conforman el concreto fluido pueden dividirse en dos tipos: agregados finos y agregados gruesos.

a) Agregado fino.

Al igual que el mortero, el agregado fino que se utilizara para la mezcla, es la arena, con la misma graduación y limpieza que se mencionaron para la arena del mortero.

b) Agregado grueso.

Se considerará como agregado grueso en la elaboración de concreto fluido en la mampostería la grava N° 0 (chispa); la cual se obtiene de la trituración de la roca y no debe ser mayor de 1 cm, ni debe tener demasiados finos. Las canteras de grava de mayor demanda de nuestro país son las siguientes:

⁷¹ Alba Alfaro. Diseño de Estructuras de Mampostería. Capitulo II, Pág.14.

- a) Mina de Aramuaca (Departamento de San Miguel).
- b) Pedrera Panchimalco (Departamento de San Salvador).
- c) Pedrera San Diego (Departamento de La Libertad).
- d) Pedrera Proterva (Ateos, Departamento de La Libertad).

Los agregados para concreto deben cumplir con las especificaciones descritas en la norma ASTM C 404-97 “Especificación Estándar para los Agregados del Concreto Fluido para Mampostería”. De la cual a continuación extraemos los aspectos más relevantes considerados en dicha designación.

Esta especificación cubre los agregados para utilizarse en el concreto fluido para mampostería.

Los agregados pueden constituirse de arena natural o manufacturada (triturada), se puede elaborar el concreto fluido solamente utilizando como agregado arena o una combinación de arena con agregado grueso, el cual generalmente es grava.

En la tabla de 4.12, se muestran los requerimientos granulométricos que deben de cumplir los agregados tanto finos como gruesos. En relación a los agregados finos, se puede observar que estos pueden cumplir ya sea los límites de graduación establecidos para la arena que se utiliza para concreto o los que se utilizan para mortero y con respecto al agregado grueso existen dos categorías dentro de las cuales pueden estar especificados.

Además, la especificación establece que los agregados deben de estar libres de impurezas orgánicas y que las sustancias deletéreas deben de ser controladas bajo ciertos límites, los cuales son indicados en la sección 5 de la especificación.

PROPORCIONAMIENTO.

Al igual que para el caso del mortero, la Norma Técnica para Control de Calidad de los Materiales Estructurales, establece que las proporciones de los ingredientes y cualquier aditivo, se basaran en la experiencia de campo o laboratorio en las que se haya usado los mismos tipos de ingredientes de concreto fluido. De igual manera, cuando las

proporciones de los ingredientes no se hayan establecido por cualquiera de los dos casos mencionados anteriormente, deberán usarse, según el tipo de concreto fluido, las que se presentaron en la tabla 4.11.

Tabla 4.12 Granulometría para los agregados para el concreto fluido (Grout)⁷².

Tamiz		% Acumulado que pasa por el tamiz correspondiente.				
		Agregado fino			Agregado grueso	
		Arena para Concreto	Arena para Mortero		Graduación 1	Graduación 2
Natural	Procesada.					
12.5mm	(1/2")	-	-	-	100	100
9.5mm	(3/8")	100	-	-	85 a 100	90 a 100
4.75mm	(No.4)	95 a 100	100	100	10 a 30	20 a 55
2.36mm	(No.8)	80 a 100	95 a 100	95 a 100	0 a 10	5 a 30
1.18mm	(No.16)	50 a 85	70 a 100	70 a 100	0 a 5	0 a 10
600µm	(No.30)	25 a 60	40 a 75	40 a 75	-	0 a 5
300µm	(No.50)	10 a 30	10 a 35	20 a 40	-	-
150µm	(No.100)	2 a 10	2 a 15	10 a 25	-	-
75µm	(No.200)	0 a 5	0 a 5	0 a 10	-	-

PROPIEDADES DEL CONCRETO FLUIDO.

Entre las propiedades más importantes que debemos conocer del concreto fluido tenemos.

1. Fluidez.

La mezcla debe tener la característica de una emulsión de manera que haya una perfecta penetración en todas las cavidades de la pared. La compactación (vibrado) de la mezcla ayuda a eliminar burbujas de aire y a fluir adecuadamente a los sectores del Grout.

2. Adherencia.

La adherencia entre el relleno y las unidades se presenta mediante la unión mecánica de grout-unidad de mampostería, debidas a las rugosidades de la unidad y a la forma misma de la cavidad.

La transferencia de agua permite reducir la relación agua/cemento de la mezcla con lo que se aumenta su resistencia final.

⁷² ASTM C 404 "Especificación Estándar para los Agregados del Grout para Mampostería ". Pág. 236

3. Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión del concreto fluido debe ser compatible con la resistencia de las unidades de mampostería, con el fin de que todas las propiedades mecánicas sean también compatibles. En todo caso la resistencia a la compresión no debe ser menor de 140 Kg/cm^2 a los 28 días.

■ ENSAYOS DE LABORATORIO PARA EL CONCRETO FLUIDO.

La calidad del concreto fluido utilizado en mampostería deberá determinarse utilizando el procedimiento establecido en la norma ASTM C 1019-02 “*Método de Prueba Estándar para Muestreo y Ensayo de Lechadas*”, según lo especifica la Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas de nuestro país.

Este método de prueba cubre procedimientos para muestreo y pruebas de compresión para laboratorio y campo, ambos para el concreto fluido utilizado en construcciones de mampostería.

Debido a que durante la construcción el concreto fluido es colocado dentro de o entre unidades absorbentes de mampostería, en esta especificación se hacen moldes de unidades de mampostería que tengan las mismas características de absorción y contenido de humedad como aquellos usados en la construcción.

La especificación puede ayudar a seleccionar las proporciones adecuadas para preparar concreto fluido con igual calidad en la construcción. Lo que no se puede lograr con el uso de la especificación, es simular las condiciones físicas que experimenta el concreto fluido, pero si la absorción que experimentaría en la pared.

La frecuencia de la prueba debe estimarse en el volumen de concreto fluido que se maneje.

1. Resistencia a la compresión.

La norma ASTM C 1019-02 especifica una resistencia a compresión que sea igual a o mayor que f'_m pero no menor que 140 kg/cm^2 a 28 días, para un concreto fluido con un revenimiento de 20 a 25 cm (8" a 10").

En la figura 4.9 se muestra la forma de elaborar un espécimen para prueba a la compresión del concreto fluido.

El procedimiento a seguir de acuerdo a la norma es el siguiente:

1. En una superficie plana no absorbente, formar con unidades de mampostería de la que se va a utilizar en la obra, un espacio aproximadamente de 3"x3"x6" de alto (proporción 2:1). Las condiciones de humedad deben ser similares a las de la obra. Forrar las superficies del espacio con papel permeable o con un separador poroso de modo que el agua del concreto pueda pasar al bloque pero que evite que se pegue el concreto al bloque. En el fondo usar una tabla de un centímetro de espesor aproximadamente.

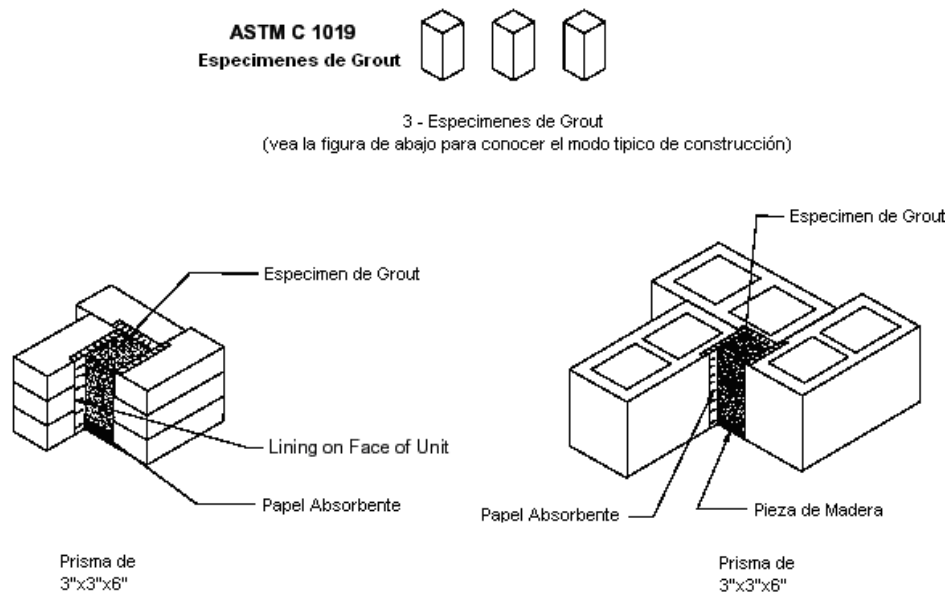


Figura 4.9

Elaboración del prisma de concreto fluido.

2. Elaborar la mezcla de concreto fluido con la proporción y el revenimiento que se utilizarán en la obra.
3. Llenar el molde con dos capas y varillar cada capa 15 veces con la varilla penetrando media pulgada dentro de la capa inferior para eliminar las burbujas.

4. Nivelar la superficie del espécimen y cubrir inmediatamente con una tela o papel húmedo. Mantenga la superficie superior húmeda y no mueva el espécimen por 48 horas.
5. Remover los bloques después de 48 horas. Transportar las muestras al laboratorio. Mantener las muestras húmedas.
6. Cabecear las muestras de acuerdo al estándar ASTM C 617.
7. Medir y registrar el ancho de cada cara a media altura. Medir y registrar la altura de cada cara a medio ancho. Medir y registrar la cantidad fuera de plomo a medio ancho de cada cara.
8. Probar los especímenes en condición húmeda de acuerdo al estándar ASTM C 39/C 39M.

4.2.1.4 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA PRISMAS DE MAMPOSTERÍA.

La Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas especifica que cuando la resistencia a la compresión de la mampostería deba verificarse por medio de ensayo de prismas, se deben cumplir los siguientes requisitos:

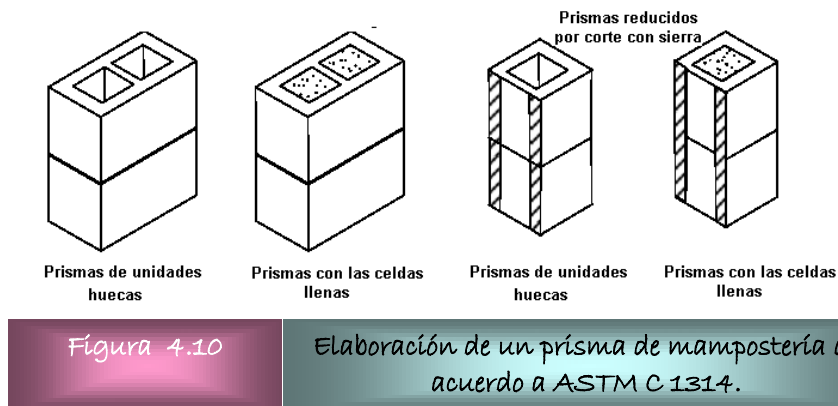
- a) Cinco prismas deberán construirse y probarse de acuerdo con el “Método estándar para la resistencia a la compresión de prismas de mampostería” (ASTM C 1314-02) antes del inicio de la construcción.
- b) Durante la construcción, tres prismas de mampostería serán construidos y probados de acuerdo con el “Método estándar para la resistencia a la compresión de prisma de mampostería” (ASTM C1314-02) por cada 400 m² de pared, pero no menos de tres prismas por proyecto.
- c) La resistencia promedio a la compresión de prismas de mampostería, determinada de acuerdo con el “Método estándar para la resistencia a la compresión de prismas de mampostería” (ASTM C1314-02) para cada juego de prismas, será igual o excederá el valor de f'_m .
- d) Cuando sea requerido deberán realizarse ensayos de adherencia y de tensión diagonal (cortante) de acuerdo con el “Método estándar de Ensayo para

Resistencia a la Adherencia del Mortero con las Unidades de Mampostería” ASTM C 952-02 y la Norma ASTM E 519-02 “*Método de Prueba Estándar para Tensión Diagonal (Cortante) en Ensamblajes de Mampostería*”, respectivamente. Para conocer un poco más de estos ensayos, a continuación se presentará una breve descripción de cada uno de ellos.

1. Ensayos de prismas para verificar la resistencia a la compresión de la mampostería ASTM C 1314.

La prueba de prisma a compresión sirve para determinar la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m . Esta especificación reemplaza la ASTM E 447-97, usada previamente para la prueba del prisma; ésta es más confiable y consistente que la ASTM E 447-97 para determinar el cumplimiento de la resistencia a compresión de la mampostería f'_m .

Los prismas de mampostería deben ser contruidos de una unidad de largo o menos, utilizando una sisa, con una relación altura-espesor entre 1.33 y 5, según se muestra en la figura 4.10.



En este caso, se debe proceder de la siguiente manera para asegurar la calidad de la mampostería:

1. Los prismas deben construirse en una superficie plana.
2. Los prismas deben construirse empleando los materiales que serán utilizados realmente en la construcción y también las técnicas de construcción que se

3. utilizarán en campo para reproducir hasta donde sea posible las condiciones reales que tendrá la estructura a construir. Los prismas no llevan acero de refuerzo.
4. Cada prisma debe construirse sobre una bolsa abierta, la cual debe ser lo suficientemente grande para contener y sellar el prisma completo para mantener posteriormente la humedad. (Ver figura 4.11)

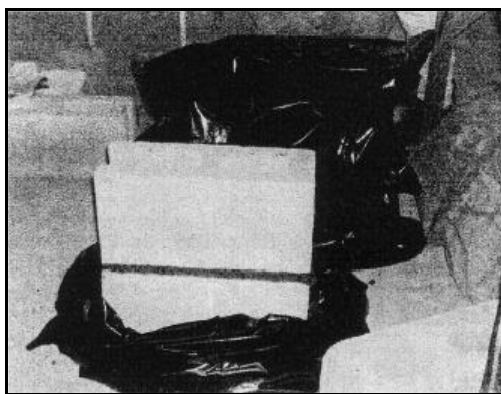


Figura 4.11

Preparación de probeta de prisma de mampostería para prueba a compresión ASTM C 1314 para control de calidad en obra.

5. Cuando el diseño especifica todas las celdas llenas, el prisma deberá ser lleno y cuando especifica celdas parcialmente llenas puede hacerse dos juegos de prismas uno lleno y otro no o pueden probarse solo prismas huecos.
6. Los prismas deberán construirse con dos unidades de alto como mínimo, con una relación h/d entre 1.3 y 5.0.
7. Si los prismas son construidos en campo antes de transportarlos al laboratorio se deben cortar dos piezas de plywood del mismo tamaño de la base de los prismas, se colocan en la base y en el tope (sin retirar la bolsa), se sujetan firmemente con alambre para evitar que las juntas se muevan durante el transporte.
8. Remover los prismas de la bolsa sellada un día antes de la prueba de compresión.
9. Cabecear los prismas.
10. Probar los prismas a los 28 días de edad.

El peso del prisma debe ser limitado aproximadamente a 150 libras a menos que arreglos especiales sean hechos en el laboratorio para el manejo y cabeceado. El tamaño físico y la capacidad de carga de la maquina de prueba también debe ser considerada para determinar el tamaño de un prisma. Los resultados de las pruebas son corregidos por medio de un factor de corrección que esta en la ASTM C 1314.

La resistencia promedio a la compresión de cada juego de prismas deberá ser igual o exceder el valor de f_m' especificado en el diseño.

La Norma Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de México DF, establece que la resistencia de diseño en compresión de la mampostería se calcula como⁷³:

$$f_m^a = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5c_m} \quad (4.2)$$

En donde:

\bar{f}_m : Es la media de la resistencia a la compresión de los prismas, corregidos por su relación altura a espesor y referida al área bruta.

c_m : Es el coeficiente de variación de la resistencia a la compresión de los prismas de mampostería, que en ningún caso se tomará inferior a 0.15.

2. Ensayos para determinar la resistencia de adherencia de la mampostería.

Cuando sea requerido se deberán realizar ensayos para probar la adherencia en la mampostería. Existen varias pruebas de adherencia, por ejemplo la prueba de adherencia ASTM C 952-02 que es el “*Método Estándar para la Resistencia de Adherencia del Mortero a las Unidades de Mampostería*”. Este método provee dos procedimientos uno para evaluar la adherencia del mortero al bloque de concreto y la probeta se forma con dos bloques como se muestra en la figura 4.12.

⁷³ Alba Alfaro. “Diseño de estructuras de mampostería”. (UCA Editores, 2005).Pág.28.

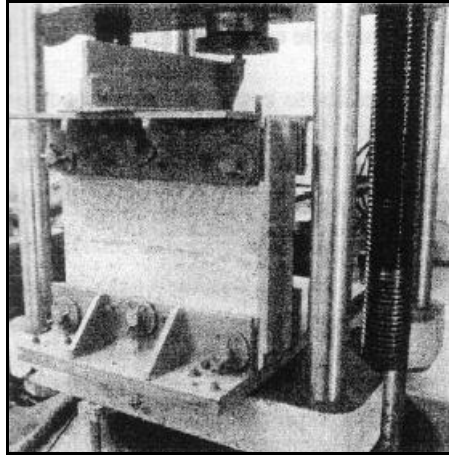


Figura 4.12

*Prueba de resistencia de adherencia del mortero al
bloque de concreto ASTM C 952.*

Otra es la prueba de adherencia ASTM E 518 que es el Método Estándar para la Resistencia a Adherencia de Flexión de la Mampostería. Provee dos procedimientos:

- El método de prueba A: se aplica la carga a la probeta como una viga simplemente apoyada cargada en dos puntos que son los dos tercios medios.
- El método de prueba B: se aplica una carga uniformemente distribuida a la probeta.

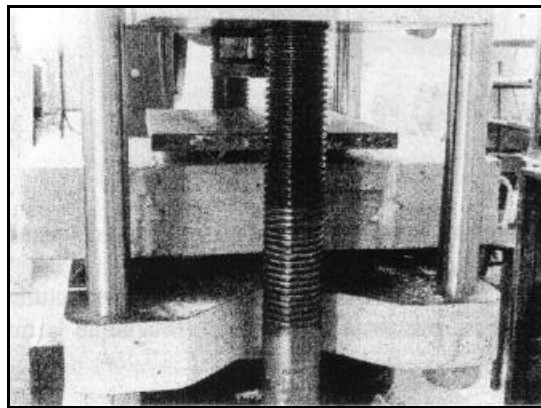


Figura 4.13

*Prueba de adherencia por flexión de la
mampostería ASTM E 518.*

3. Ensayos para determinar la resistencia a cortante de la mampostería (tensión diagonal).

Cuando sea requerido deberán realizarse ensayos de tensión diagonal o cortante de acuerdo al método Estándar para Tensión Diagonal o Cortante en Ensamblajes de Mampostería utilizando la norma ASTM E 519-02. La realización de esta prueba utilizando este estándar se dificulta pues la probeta colocada en la posición indicada tiene una altura de 1.70 m para bloques de concreto ya que se elabora de 1.20 m x 1.20 m.

La norma ASTM E 519 indica que si no se tiene el equipo de carga que permita colocar una probeta de 1.70 m de altura, se puedan fabricar especimenes más pequeños. A continuación se muestra una probeta de mampostería o murete de bloque de arcilla en posición para la realización de la prueba a tensión diagonal o cortante elaborada de acuerdo a la norma mexicana ya que resulta más factible de probar pues tiene un menor tamaño.

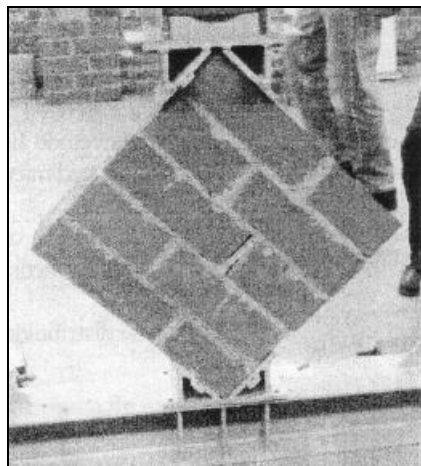


Figura 4.14

Prueba a tensión diagonal o cortante de la mampostería.

La Norma Complementaria para Diseño y Construcción de estructuras de Mampostería de México, DF establece que la resistencia de diseño a cortante de la mampostería se calcula como⁷⁴:

⁷⁴ Alba Alfaro. “Diseño de estructuras de mampostería”. (UCA Editores, 2005).Pág.31.

$$v = \frac{\bar{V}}{1 + 2.5c_v} \quad (4.3)$$

En donde: \bar{v} : Es la media de la resistencia a cortante de los muretes ensayados.

c_v : Es el coeficiente de variación de la resistencia a cortante de los muretes de mampostería ensayados, que en ningún caso se tomará inferior a 0.20.

4.2.2 CONCRETO.

En vivienda, el concreto es utilizado para la construcción de diversos elementos, tales como, la cimentación, losas de entrepiso, elementos de confinamiento (nervios y soleras); además de otros componentes no estructurales de las viviendas, como las escaleras, por ejemplo. Es por ello, que en este apartado se detallarán los aspectos más relevantes de este material en la construcción de viviendas.

El concreto al igual que el mortero y el concreto fluido (grout), es una mezcla de varios materiales: Cemento, agua, agregados finos (arena) y gruesos (grava).

La principal diferencia entre concreto, mortero y grout es su plasticidad o fluidez en su etapa inicial. El mortero es relativamente resistente al igual que el concreto. En una prueba de revenimiento, los valores para el mortero serian de 12 a 20 cm (5 a 8 pulgadas) de altura, para el concreto de 5 a 15 cm (de 2 a 6 pulgadas) de altura y el grout de 20 a 25 cm (8 a 10 pulgadas) de altura. La figura 4.15 muestra la diferencia que existe entre los revenimientos.

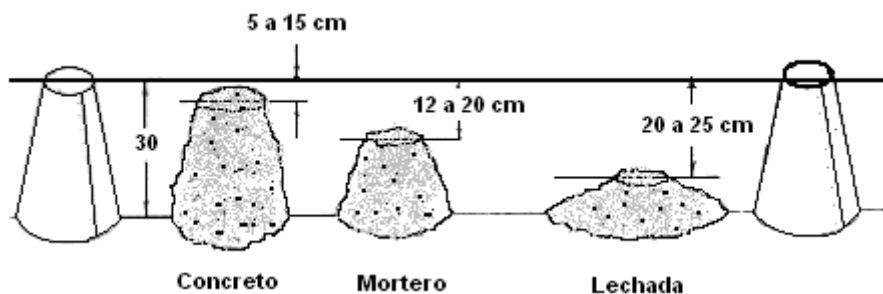


Figura 4.15

Pruebas de revenimiento de concreto, mortero y lechada.

4.2.2.1 Materiales.

El concreto esta constituido por la mezcla de varios materiales, entre los cuales se encuentran.

1. Cemento.

En la elaboración de concreto se empleara cemento Pórtland que cumpla con especificaciones anteriormente descritas para el concreto fluido.

2. Agua

Debe cumplir los requisitos antes expuestos para el caso del agua en el mortero. La cantidad de agua a utilizar para el concreto varia de 20 a 25 litros por bolsa, sin embargo, se debe tener presente que las arenas húmedas o mojadas contienen agua y por lo tanto el agua de mezcla debe agregarse poco a poco hasta que se estime que se alcanzó la consistencia requerida.

3. Agregados.

Al igual que para el concreto fluido se consideran dos tipos de agregados: finos y gruesos, los cuales deben estar libres de impurezas orgánicas, grasas, polvo o excesos de arcillas o limos que puedan afectar la adherencia con el concreto.

La diferencia fundamental con los agregados del concreto fluido es la granulometría que deben de cumplir dichos agregados.

La norma que determina los requerimientos mínimos tanto para los agregados finos como gruesos es la ASTM C 33-02^a *“Especificación Estándar para los Agregados del Concreto”*.

En ella se determinan los requisitos para definir la calidad del agregado, el tamaño máximo nominal del agregado y los limites de graduación para cada uno de ellos, tal como se muestran en la tabla 4.10 (arena para concreto) y en la tabla 4.13.

La distribución de tamaños del agregado es importante en una mezcla de concreto; pero el tamaño nominal máximo del agregado grueso no será superior a:

Tabla 4.13 Tamaños estándar de agregado grueso. ASTM C 33 "Especificación Estándar para los agregados del concreto".															
N°	Tamaño nominal, abertura cuadrada	Cantidades más finas que cada malla de laboratorio (abertura cuadrada), peso %													
		100 mm (4")	90 mm (3 ½")	75 mm (3")	63 mm (2½")	50 mm (2")	37 mm (1½")	25 mm (1")	19 mm (¾")	12,5 mm (½")	9,5 mm (⅜")	4,75 mm N° 4	2,36 mm N° 8	1,18 mm N° 16	300 µm N° 50
1	90 a 37,5 mm (3 ½" a 1½")	100	90 a 100	-	25 a 100	-	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-	-
2	63 a 37,5 mm (2 ½" a 1½")	-	-	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-	-
3	50 a 25 mm (2" a 1")	-	-	-	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	-	0 a 5	-	-	-	-	-
357	50 a 4,75 mm (2" a N° 4)	-	-	-	100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	-	0 a 5	-	-	-
4	37,5 a 19 mm (½" a ¾")	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 15	-	-	-	-	-
467	37,5 a 4,75mm (½" a N° 4)	-	-	-	-	100	95 a 100	-	35 a 70	-	10 a 30	0 a 5	-	-	-
5	25 a 12,5 mm (1" a 1½")	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-	-	-
56	25 a 9,5 mm (1" a ⅜")	-	-	-	-	-	100	90 a 100	40 a 85	10 a 40	0 a 15	0 a 5	-	-	-
57	25 a 4,75mm (1" a N° 4)	-	-	-	-	-	100	95 a 100	-	25 a 60	-	0 a 10	0 a 5	-	-
6	19 a 9,5mm (¾" a ⅜")	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	0 a 5	-	-	-
67	19 a 4,75 mm (¾" a N° 4)	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	-	20 a 55	0 a 10	0 a 5	-	-
7	12,5 a 4,75 mm (½" a N° 4)	-	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	-	-
8	9,5 a 2,36 mm (⅜" a N° 8)	-	-	-	-	-	-	-	-	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5	-
89	9,5 a 1,18 mm (⅜" a N° 16)	-	-	-	-	-	-	-	-	100	90 a 100	20 a 55	5 a 30	0 a 10	0 a 5
9	4,75 a 1,18 mm (N° 4 a N° 16)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	85 a 100	10a 40	0 a 10	0 a 5

- 1/5 de la separación menor entre los lados del molde.
- $\frac{3}{4}$ de la distancia libre entre varillas, o entre una varilla y el molde.
- 1/3 del peralte de la losa.

Estas limitaciones se pueden omitir si, a juicio del supervisor, la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto se puede colocar sin que se produzcan colmenas o vacíos.

4. Aditivos.

Como se definió anteriormente, un aditivo es un material que se agrega al concreto con el propósito de mejorar sus propiedades, tales como resistencia, manejabilidad, fraguado, durabilidad, etc.

En el caso de viviendas el uso de aditivos superfluidificantes puede cobrar importancia en el colado de nervaduras debido a sus dimensiones y la obstrucción que el acero de refuerzo puede generar al paso de concreto produciendo colmenas o segregación si este no se distribuye uniformemente.

Para lo cual, estos aditivos producen un aumento en la fluidez de la mezcla o bien, permiten reducir el agua requerida para obtener una mezcla de consistencia determinada, lo que resulta en un aumento de la trabajabilidad, mientras se mantiene el mismo revenimiento.

4.2.2.2 Proporcionamiento.

El concreto debe dosificarse para la resistencia a la compresión requerida por el diseño. A falta de un diseño de la mezcla, podrán utilizarse las dosificaciones que se presentan en la tabla 4.14, los cuales son extraídos de la Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas.

4.2.2.3 Propiedades del concreto en estado plástico.

El concreto recién mezclado o fresco constituye el estado en el cual podemos moldear a nuestros propósitos la mezcla de concreto; pero, para lograr que este responda adecuadamente necesitamos conocer y comprender las siguientes propiedades.

Tabla 4.14 Dosificaciones recomendadas para la elaboración del concreto.

Tipo de Elemento	Resistencia Kg/cm ²	Proporción Volumétrica	Bolsas de Cemento	Arena m ³	Grava m ³	Agua (Its)
Pisos	100	1:2:5:4	6.7	0.48	0.77	218
Nervios y Soleras	150	1:2.5:2.5	8.3	0.58	0.58	232
Losas y Cimentación	210	1:2:2	9.8	0.55	0.55	227

1. Trabajabilidad.

La facilidad de colocar, consolidar y acabar al concreto recién mezclado se denomina trabajabilidad. El concreto debe ser trabajable pero no se debe segregar ni sangrar excesivamente.

La trabajabilidad depende de las proporciones y de las características físicas de los materiales, y también del equipo utilizado durante el mezclado, transporte y colocación de la mezcla. Aun así, la trabajabilidad es un término relativo, por que un concreto se podrá considerar trabajable bajo ciertas condiciones y no trabajable por otras. Por ejemplo un concreto puede ser trabajable para la hechura de un pavimento, pero difícil de colocar en una pared delgada con refuerzo complicado. Por lo mismo, la trabajabilidad puede definirse como una propiedad física del concreto fresco, sin hacerse referencia a las circunstancias específicas de un tipo de construcción.

Un componente muy importante de la trabajabilidad es la consistencia o fluidez de la mezcla de concreto. La consistencia de una mezcla de concreto es un término general que se refiere al carácter de la mezcla con respecto a su grado de fluidez desde la más seca hasta la más fluida de todas las mezclas posibles.

En general existen varios tipos de consistencias:

- *Consistencia seca:* aquella en la cual la cantidad de agua es pequeña y simplemente la suficiente para mantener las partículas de cemento y agregados juntas.
- *Consistencia dura o rígida:* posee un poco más de agua que la del literal anterior.
- *Consistencia húmeda:* la cantidad de agua es bastante apreciable y se trata de un concreto fluido.

La consistencia se puede medir por medio de la prueba de revenimiento (ASTM C 143).

2. Pérdida de revenimiento.

Este es un término que se acostumbra usar para describir la disminución de consistencia, o aumento de rigidez, que una mezcla de concreto experimenta desde que sale de la mezcladora hasta que termina colocada y compactada en la estructura. Lo ideal en este aspecto sería que la mezcla de concreto conservara su consistencia (o revenimiento) original durante todo este proceso, pero usualmente no es así y ocurre una pérdida gradual cuya evolución puede ser alterada por varios factores extrínsecos, entre los que destacan la temperatura ambiente, la presencia de sol y viento, y la manera de transportar el concreto desde la mezcladora hasta el lugar de colado, todos los cuales son aspectos que configuran las condiciones de trabajo en obra.

Para unas condiciones de trabajo dadas, la evolución de la pérdida de revenimiento también puede resultar influida por factores intrínsecos de la mezcla de concreto, tales como la consistencia o fluidez inicial de ésta, la humedad de los agregados, el uso de ciertos aditivos y las características y contenido unitario del cemento. La eventual contribución de estos factores intrínsecos, en el sentido de incrementar la pérdida normal de revenimiento del concreto en el lapso inmediato posterior al mezclado, es como se indica:

- Las mezclas de consistencia más fluida tienden a perder revenimiento con mayor rapidez, debido a la evaporación del exceso de agua que contienen.
- El empleo de agregados porosos en condición seca tiende a reducir pronto la consistencia inicial, por efecto de su alta capacidad para absorber agua de la mezcla.
- El uso de algunos aditivos reductores de agua y superfluidificantes acelera la pérdida de revenimiento, como consecuencia de reacciones indeseables con algunos cementos.

Es importante no confundir la pérdida normal de revenimiento que toda mezcla de concreto exhibe en la primera media hora subsiguiente al mezclado, con la rápida rigidización que se produce en pocos minutos como consecuencia del fenómeno de falso fraguado en el cemento.

3. Asentamiento y sangrado.

En cuanto el concreto queda en reposo, después de colocarlo y compactarlo dentro del espacio cimbrado, se inicia un proceso natural mediante el cual los componentes más pesados (cemento y agregados) tienden a descender en tanto que el agua, componente menos denso, tiende a subir. A estos fenómenos simultáneos se les llama respectivamente asentamiento y sangrado, y cuando se producen en exceso se les considera indeseables porque provocan cierta estratificación en la masa de concreto, según la cual se forma en la superficie superior una capa menos resistente y durable por su mayor concentración de agua.

Los principales factores que influyen en el asentamiento y el sangrado del concreto son de orden intrínseco, y se relacionan con exceso de fluidez en las mezclas, características deficientes de forma, textura superficial y granulometría en los agregados (particularmente falta de finos en la arena) y reducido consumo unitario y/o baja finura en el cementante. Consecuentemente, las medidas aplicables para moderar el asentamiento y el sangrado consisten en inhibir la presencia de dichos factores, para lo cual es pertinente:

- Emplear mezclas de concreto con la consistencia menos fluida que pueda colocarse satisfactoriamente en la estructura, y que posea el menor contenido unitario de agua que sea posible, inclusive utilizando aditivos reductores de agua si es necesario.
- Utilizar agregados con buena forma y textura superficial y con adecuada composición granulométrica; en especial, con un contenido de finos en la arena que cumpla especificaciones en la materia.

4. Tiempo de fraguado.

Para fines constructivos se considera que el tiempo medido desde que se mezcla el concreto hasta que adquiere el fraguado inicial, es el lapso disponible para realizar todas las operaciones inherentes al colado hasta dejar el concreto colocado y compactado dentro del espacio cimbrado. De esta manera, este lapso previo al fraguado inicial adquiere importancia práctica pues debe ser suficientemente amplio para permitir la

ejecución de esas operaciones en las condiciones del trabajo en obra, pero no tan amplio como para que el concreto ya colocado permanezca demasiado tiempo sin fraguar.

La duración del tiempo de fraguado del concreto depende de diversos factores extrínsecos dados por las condiciones de trabajo en obra, entre los que destaca por sus efectos la temperatura. En condiciones fijas de temperatura, el tiempo de fraguado puede experimentar variaciones de menor cuantía derivadas del contenido unitario, la clase y la finura del cemento, además del uso de aditivos.

4.2.2.4 Propiedades del concreto en estado endurecido.

La primera cualidad que se apreció en el concreto desde sus principios fue su aptitud para resistir esfuerzos de compresión. Al difundirse y diversificarse la aplicación del concreto se le reconocieron también limitaciones tales como su reducida capacidad para resistir esfuerzos de tensión y su tendencia a contraerse con el tiempo. Sin embargo, existen otras propiedades del concreto en estado endurecido que son importantes conocerlas y las cuales se describen a continuación.

1. Velocidad de secado del concreto.

El concreto ni endurece ni se cura con el secado. El concreto (o de manera precisa, el cemento en él contenido) requiere de humedad para hidratarse y endurecer. El secado del concreto únicamente está relacionado con la hidratación y el endurecimiento de manera indirecta. Al secarse el concreto, deja de ganar resistencia; el hecho que esté seco, no es indicador que haya experimentado la suficiente hidratación para lograr las propiedades físicas deseadas.

El conocimiento de la velocidad de secado es útil para comprender las propiedades o la condición física del concreto. Por ejemplo, tal como se mencionó, el concreto debe seguir reteniendo suficiente humedad durante todo el periodo de curado para que el cemento pueda hidratarse. El concreto recién colado tiene agua abundante, pero a medida de que el secado progresa desde la superficie hacia el interior, el aumento de resistencia continuará a cada profundidad únicamente mientras la humedad relativa en ese punto se mantenga por encima del 80 %.

El tamaño y la forma de un miembro de concreto mantienen una relación importante con la velocidad de secado. Los elementos de concreto de gran área superficial en relación a su volumen (tales como las losas de piso) se secan con mucha mayor rapidez que los grandes volúmenes de concreto con áreas superficiales relativamente pequeñas.

2. Resistencia a la compresión.

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto a carga axial. Generalmente se expresa en Kg/cm² a una edad de del 28 días y se le designa con el símbolo f'_c .

La resistencia del concreto a la compresión es una propiedad física fundamental, y es frecuentemente empleada en los cálculos para el diseño de diversas estructuras. El concreto de uso mas generalizado en vivienda tiene una resistencia a la compresión entre 180 y 210 Kg/cm².

Los principales factores que afectan a la resistencia son la relación agua-cemento y la edad, o el grado al que haya progresado la hidratación. El grafico 4.2 muestra valores de resistencia a compresión para una serie de relaciones agua-cemento a diferentes edades. Las pruebas se efectuaron sobre cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Nótese que las resistencias aumentan con la edad y aumentan a medida que disminuyen las relaciones agua-cemento. Estos factores también afectan a las resistencias a flexión y a tensión, así como a la adherencia del concreto con el acero.

3. Peso unitario.

El peso unitario (densidad) del concreto varia, dependiendo de la cantidad y de la densidad relativa del agregado, de la cantidad del aire atrapado o intencionalmente incluido, y de los contenidos de agua y de cemento, mismos que a su vez se ven influenciados por el tamaño máximo del agregado.

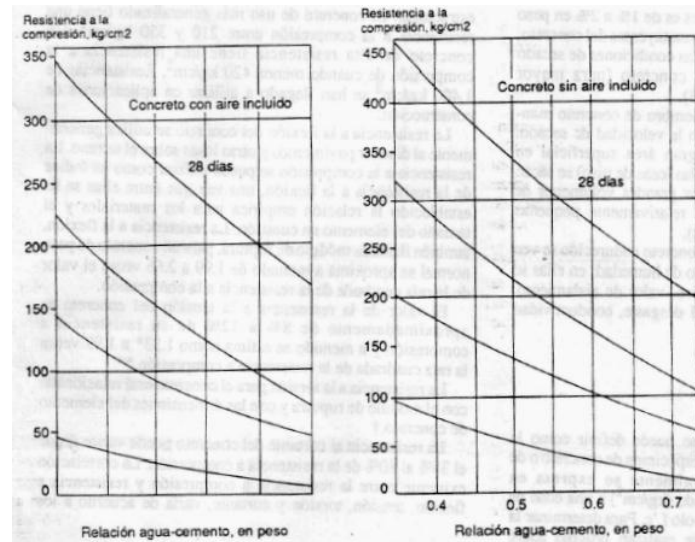


Grafico 4.2

Relaciones edad-resistencia típicas del concreto basadas en ensayos a compresión de cilindros de 15x30 cm, empleando cemento Portland tipo 1 y un curado húmedo a 21°C⁷⁵.

4. Estabilidad volumétrica.

El concreto endurecido presenta ligeros cambios de volumen debido a variaciones en la temperatura, en la humedad y en los esfuerzos aplicados. Estos cambios de volumen o de longitud pueden variar aproximadamente de 0.01 % hasta 0.08 %. En el concreto endurecido los cambios de volumen por temperatura son casi los mismos que para el acero.

El concreto que se mantiene continuamente húmedo se dilatará ligeramente. Cuando se permite que seque, el concreto se contrae. El principal factor que influye en la magnitud de la contracción por secado es el contenido de agua del concreto recién mezclado. La contracción por secado aumenta directamente con los incrementos de este contenido de agua. La magnitud de la contracción también depende de otros factores, como las cantidades de agregado empleados, las propiedades del agregado, tamaño y forma de la masa de concreto, temperatura y humedad relativa del medio ambiente, método de curado, grado de hidratación.

⁷⁵ Kosmatka, Steven H. "Diseño y Control de Mezclas de Concreto". (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, 1992). Pág.6.

Es de hacer notar que el concreto posee muchas otras propiedades tales como, resistencia al desgaste, resistencia a congelación y deshielo, permeabilidad y hermeticidad, etc., las cuales cobran importancia según lo que se requiera en la obra, sin embargo, para el uso del concreto en una vivienda consideramos que las propiedades citadas anteriormente son las mas relevantes de estudiar y comprender para lograr un concreto de buena calidad.

4.2.2.5 Ensayos de laboratorio para el concreto.

La Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas, establece que se deberán llevar controles del concreto en estado fresco, de la elaboración de las probetas y de la resistencia a la compresión de la siguiente manera:

- a) Concreto en estado fresco. Al concreto en estado fresco, antes de su colocación, se le deben hacer pruebas para verificar que cumple con los requisitos especificados en los documentos de construcción aprobados. Como mínimo se le debe hacer las pruebas de revenimiento y cuando las condiciones del medio ambiente lo ameriten, se le debe practicar la prueba de temperatura.

Las muestras de concreto fresco se harán de acuerdo con la norma ASTM C 172.

- b) Elaboración de probetas. La calidad del concreto endurecido se verifica mediante las pruebas de resistencia a la compresión de cilindros elaborados, curados y ensayados de acuerdo a las normas ASTM C 31 y ASTM C 39. Las pruebas deben efectuarse a los 28 días de edad o a otra edad de común acuerdo entre el productor y el usuario. Los valores obtenidos son indicativos de la resistencia potencial del concreto en la estructura.
- c) Resistencia a la compresión. De todo concreto para una cierta obra y nivel de resistencia se deben tomar al menos 2 muestras de concreto y de cada muestra se elaborarán y ensayarán por lo menos 2 cilindros. Se entiende por resistencia de una muestra la media de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.
- d) Inspección. El sistema de control de calidad del concreto hidráulico para uso estructural debe contemplar durante su fabricación una inspección y control

constante que mantenga la variabilidad de la producción dentro de las tolerancias especificadas en el diseño, guardando evidencia de los controles y el cumplimiento de cada prueba.

e) Frecuencias mínimas de muestreo.

- Revenimiento (ASTM C 143): Al inicio del colado y cuando haya sospecha de cambio de consistencia, pero no menos de una por cada 10 m³ o fracción.
- Resistencia a compresión (ASTM C39): Una muestra cada 24 m³ o fracción.
- Resistencia a la compresión en paredes (ASTM C39): Una muestra cada 8 m³ o fracción.
- Temperatura, si la temperatura ambiente es mayor de 32°C (305K): A cada entrega. En caso de producción continua, cada 7 m³.

1. Muestreo del concreto.

De acuerdo a la norma ASTM C 172-99 “Especificación Estándar para Muestreo de Concreto Fresco”, deben de elaborarse muestras para ser usadas en ensayos de resistencia con un mínimo de 28 L (1 pie³). Se aceptan muestras más pequeñas para ensayos rutinarios como revenimiento y temperatura. El muestreo debe llevarse a cabo de la siguiente manera.

1. El tiempo transcurrido entre la obtención de la primera muestra y la última porción de la muestra combinada no deberá exceder de 15 minutos.
2. Transporte las muestras individuales al lugar donde serán efectuados los ensayos al concreto fresco. Se deberán combinar y remezclar con una pala la mínima cantidad necesaria para asegurar uniformidad y cumpliendo con el límite de tiempo máximo especificado en el siguiente numeral.
3. Inicie los ensayos para revenimiento y temperatura (en caso sea requerido) dentro de los 5 minutos después de obtener la porción final de la muestra compuesta. Complete estos ensayos rápidamente. Inicie el moldeado de los especímenes para ensayos de resistencia dentro de 15 minutos después de fabricada la muestra compuesta. Rápidamente obtenga y use la muestra y protéjala del sol, viento y otros factores de evaporación rápida y de la contaminación.

2. Prueba de Revenimiento.

Para saber si un concreto presenta una consistencia dura o muy fluida, se realiza el ensayo de revenimiento, el cual consiste en llenar un molde tronco cónico (cono de Abhrams, ver figura 4.16) en tres capas apisonando cada capa 25 veces; luego se remueve el molde levantándolo con cuidado verticalmente en 5 +/- 2 segundos. Luego se mide el revenimiento como la diferencia de altura del molde y lo que baja la muestra de concreto.

El método es aplicable a concreto plástico que contiene agregado grueso con tamaño menor de 1 ½", y no es adecuado para concreto tan seco que tenga revenimiento menores a 6 mm.

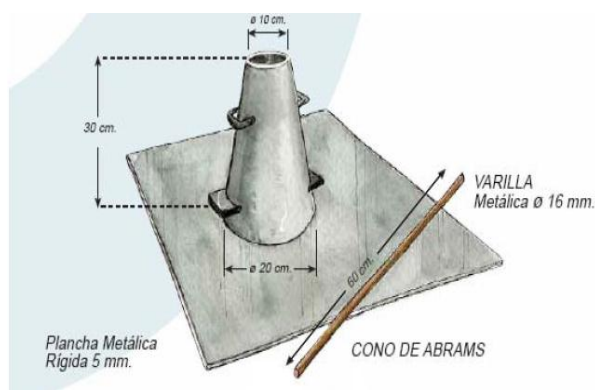


Figura 4.16

Equipo para prueba de revenimiento.

El revenimiento es el mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo y para que pueda bombearse en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio.

En muestras de campo y de laboratorio, el concreto que se usa para determinar el revenimiento debe de desecharse.

Para efectuar la prueba de revenimiento se siguen los siguientes pasos:

1. Se humedece el cono y se coloca sobre una superficie rígida, plana, húmeda y no absorbente.
2. El operador debe de sujetar firmemente el cono durante el llenado, parándose sobre las dos piezas que para este fin tiene el cono.

3. Llenar el cono en 3 capas, cada una aproximadamente $1/3$ del volumen total; cada capa se compacta con 25 golpes de varilla. Aproximadamente la mitad de los golpes se darán cerca del perímetro y después se continuará con golpes en espiral hacia el centro. Se debe de compactar cada capa únicamente a través de su respectivo espesor, de modo que los golpes sólo penetren ligeramente en la capa inmediata inferior.
4. Llenar la tercera capa de modo que exista un exceso sobre la parte superior del cono.
5. Enrasar el cono con una cuchara de albañil.
6. Retirar el cono, alzándolo cuidadosamente en posición vertical. Esta operación deberá hacerse aproximadamente entre 5 y 10 segundos mediante un movimiento uniforme hacia arriba sin aplicar movimiento lateral o torsional.
7. Medir el revenimiento, determinándose la diferencia entre la altura del cono y la del concreto tomando como referencia el centro original de la base (esto se medirá colocando el cono invertido y midiendo la altura entre el cono y el centro del concreto).

3. Prueba de Resistencia a la Compresión.

La resistencia a la compresión del concreto es la medida que define la calidad del mismo; dicha resistencia se obtiene al cargar axialmente a compresión una probeta de concreto, bajo ciertas condiciones, de tal manera que al fallar se obtenga el valor de su resistencia. Esta prueba deberá hacerse después de haber fabricado el concreto, a los 7, 14 y 28 días para obtener resistencias a esas edades y controlar así la calidad del concreto.

Las muestras de concreto, para elaborar los cilindros, se tomarán de la obra y serán ensayados en el laboratorio.

Normalmente, se mide la resistencia a la compresión para garantizar que el concreto despachado a determinado proyecto cumple con los requerimientos especificados y con el control de calidad. Para la realización del ensayo a compresión del concreto, se

moldean especímenes cilíndricos de ensayo de 100 X 200 mm (4" X 8") o de 150 x 300 mm (6" X 12"), luego se almacenan en campo hasta que el concreto endurezca, de acuerdo con los requerimientos del ASTM C-31-03 "*Practica Estándar para la hechura y curado de especímenes de concreto en campo*", cuyo procedimiento a seguir para la realización de las muestras es el que se describe a continuación:

1. Los moldes deben estar limpios y engrasados, con el objeto de evitar que la mezcla se adhiera a ellos y también para facilitar su desmontaje. Al momento de engrasar se debe tener cuidado para no dejar excesos de grasa.
2. Para la elaboración de los especímenes, se agrega la mezcla en tres capas de 10 cm de alto o menos (acorde a la tabla 2 de la norma). El moldeo de los especímenes debe ser realizado en una superficie rígida y nivelada, libre de vibración y otras perturbaciones, en un lugar tan cerca como sea posible de la localización del almacenamiento.
3. La consolidación del concreto se lleva acabo varillando 25 veces cada capa con una barra de 1 cm de diámetro y 30 cm de longitud (acorde a la tabla 1 de la norma), procurando penetrar 1/2" dentro de la capa inferior.⁷⁶
4. después de que cada capa es varillada, golpee ligeramente los lados del molde de 10 a 15 veces con un martillo de goma par tratar de expulsar el aire atrapado dentro del molde.
5. Luego de haber expulsado el aire, se procede a darle un acabado en la parte superior, para eliminar el exceso de mezcla, esto se puede hacer por medio de una cuchara de albañil.
6. Posteriormente, cuando ya tenemos nuestro espécimen, lo identificamos por medio de una viñeta.
7. Inmediatamente después del moldeo y acabado, los especímenes serán almacenados por un periodo mayor de 48 horas en un rango de temperatura de 16

⁷⁶ Los parámetros establecidos en los pasos 1 y 2, los dicta la norma en función del tamaño del molde a utilizar, en nuestro medio se utilizan moldes cilíndricos de 150 x 300 mm (6" X 12") en la mayoría de los casos.

a 27° C, y en un ambiente que prevenga la pérdida de humedad de los especímenes. Posterior a la remoción de los moldes, se deberán curar los especímenes con agua limpia, la cual debe mantener todo el tiempo en su superficie una temperatura de $23 \pm 2^\circ \text{C}$, utilizando un tanque de almacenamiento o un cuarto de curado.

8. Previo al transporte, los especímenes serán curados y protegidos según lo requerido en el paso anterior. Durante el transporte, los especímenes se deben proteger con un material amortiguador adecuado para prevenir daño producto del movimiento del vehículo o por la pérdida de humedad excesiva. La pérdida de humedad es prevenida envolviendo los especímenes en plástico o rodearlo con la arena mojada, además, se debe tener presente que el tiempo para el transporte no debe exceder de 4 horas.

Para cuantificar la resistencia a compresión de los especímenes se realiza la prueba especificada por la norma ASTM C 39-01 “*Método de ensayo Estándar para Esfuerzo de compresión en Especímenes Cilíndricos de Concreto*”. Este método de ensayo cubre la determinación de la resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto tales como cilindros moldeados y núcleos taladrados. En resumen este método consiste en aplicar una carga axial de compresión al cilindro moldeado o núcleo dentro del rango prescrito antes de que la falla ocurra. El esfuerzo de compresión del espécimen es calculado dividiendo la carga máxima obtenida durante el ensayo por el área de la sección transversal del espécimen.

El procedimiento a seguir para la ejecución del ensayo es el siguiente:

1. Los ensayos de compresión en especímenes curados húmedos, serán hechos tan pronto como sea practicable, después de removerlos del almacenamiento húmedo.
2. Los especímenes deberán ser mantenidos húmedos por algún método conveniente durante el periodo entre la remoción del lugar de curado y el ensayo. Serán ensayados en condición húmeda.

3. Se elimina cualquier exceso de agua de los cilindros para tomar sus dimensiones (altura y diámetro).
4. Se coloca el espécimen directamente sobre la platina de la máquina tratando de alinear lo mejor posible el eje del espécimen con el centro de la placa de aplicación de carga, además previo a esto se colocó se coloca una placa de acero que en su interior posee una fibra de neopreno (con el objeto de evitar concentraciones de esfuerzos en zonas irregulares de la superficie del cilindro). Esto se puede observar en la figura 4.17.
5. Antes de ensayar el espécimen, se debe verificar que el indicador de carga de la máquina este en cero.
6. Finalmente, se aplica la carga de manera proporcional hasta que el cilindro falle. Se observa el tipo de falla y se registra el valor de carga última soportada por los especímenes.
7. Se calcula el esfuerzo de compresión del espécimen dividiendo la carga máxima soportada por el espécimen durante el ensayo por el área de la sección transversal promedio.

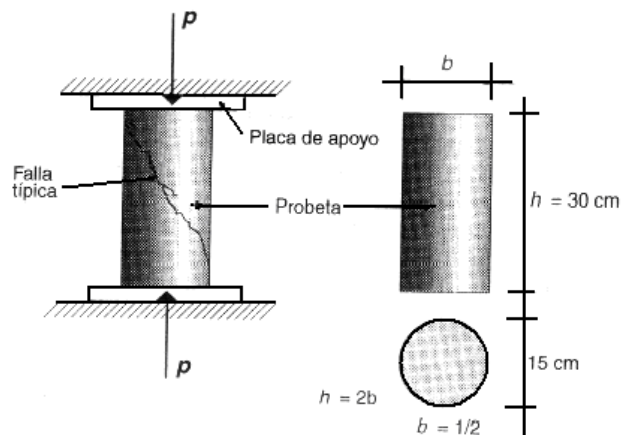


Figura 4.17

Ensayo de compresión de cilindros de concreto.

4.2.3 ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo, aumenta las características de ductilidad, resistencia y la absorción de energía en estructuras sujetas a las fuerzas dinámicas de un sismo;

razón por la cual es de suma importancia su correcta colocación para proveer una adecuada transmisión de carga a través de la estructura.

La Norma Especial para Diseño y Construcción de Viviendas, estipula que el acero que se utilice en el refuerzo de nervios, soleras, elementos colocados en el interior de la pared y losas de entrepiso estará constituido por varillas corrugadas. Se admitirá el uso de varillas lisas No. 2 (6.4 mm) únicamente en estribos de nervios y soleras, como refuerzo por temperatura en losas y como refuerzo horizontal en paredes con refuerzo interior.

Para el refuerzo horizontal en paredes de mampostería con refuerzo interior se admite el uso de alambres corrugados hasta de diámetros mayores o iguales a 4 mm.

Las varillas corrugadas No. 3 (9.5 mm) o mayores deben cumplir con las disposiciones de la norma ASTM A 615. *“Especificación Estándar para Barras Corrugadas y Lisas de Acero para Concreto Reforzado”*. Esta designación de manera general considera los siguientes aspectos.

Se contemplan las barras corrugadas y lisas de acero para ser utilizadas en concreto reforzado en cortes longitudinales y en espiral. Los tamaños estándar y las dimensiones de varillas corrugadas y de sus números de designaciones se dan en la Tabla 1 de la norma. (Ver tabla 4.14).

La varilla No. 2 (6.4 mm) deberá tener un esfuerzo de fluencia y una tensión última no menores de 2500 kg/cm² (250 Mpa) y 4200 kg/cm² (420 Mpa) respectivamente, un porcentaje de elongación (medido en 200 mm) no menor del 11 por ciento y una variación en área respecto al valor nominal no mayor del 10 por ciento.

Los alambres de acero corrugados para concreto reforzados deben cumplir con las disposiciones de la norma ASTM A 496. *“Especificación Estándar para Alambre Corrugado de Acero para Refuerzo en el Concreto”*.

Es permitido el empleo de mallas electrosoldadas de alambre corrugado o liso como refuerzo por temperatura para la capa superior de concreto en losas nervadas en una dirección y como refuerzo en paredes de concreto reforzado. Las mallas electrosoldadas

deberán satisfacer los requerimientos de las normas ASTM A 497 “Especificación Estándar para Malla Soldada de Alambre Corrugado de Acero para Refuerzo en el Concreto” y ASTM A 185, “Especificación Estándar para Malla Soldada de Alambre Liso de Acero para Refuerzo en el Concreto”

En los siguientes apartados se describirán algunos aspectos importantes relacionados con el acero de refuerzo, que debemos tomar en cuenta al momento de evaluar su calidad.

4.2.3.1 Condiciones de la superficie del acero de refuerzo.

En forma general e independientemente del tipo de elemento de que se trate, el acero de refuerzo debe cumplir las siguientes condiciones para un adecuado desempeño:

- Antes de colocar el concreto, el acero de refuerzo debe estar libre de lodo, aceite o cualquier otra sustancia que pueda afectar adversamente su capacidad de adherencia.
- El acero de refuerzo con oxido, escamas o una combinación de ambas debe considerarse satisfactorio si las dimensiones mínimas (incluyendo la altura de las corrugaciones) y el peso de un espécimen de prueba cepillado a mano, no son menores a los que se requiere en la norma ASTM A 615. Esta comprobación no será necesaria si, a juicio del supervisor, la oxidación es ligera.

4.2.3.2 Tamaño o diámetro de la varilla.

En la Tabla 4.15 se presentan los requisitos mínimos respecto a peso y dimensiones nominales de las varillas de acuerdo con ASTM A 615.

4.2.3.3 Designación del grado de acero.

En base a la norma ASTM A 615, las varillas se pueden obtener en tres diferentes grados o resistencias, tal como se indica a continuación:

- Grado 40 = 40 Ksi = 2800 Kg/cm²
- Grado 60 = 60 Ksi = 4200 Kg/cm²
- Grado 75 = 75 Ksi = 5200 Kg/cm²

Tabla 4.15 Números de designación de las varillas corrugadas, pesos nominales, dimensiones nominales, y los requerimientos de corrugado. ASTM A 615-01.

Varilla N ^{oA}	Peso Nominal (Kg/m)	Dimensiones Nominales ^B			Requisitos de corrugado (mm).		
		Diámetro mm	Área de la sección transversal mm ²	Perímetro mm	Espaciamiento máximo promedio	Altura mínima promedio	Abertura máxima (cuerda de 12.5% del perímetro nominal)
3 [10]	0.560	9.5	71	29.9	6.7	0.38	3.6
4 [13]	0.994	12.7	129	39.9	8.9	0.51	4.9
5 [16]	1.552	15.9	199	49.9	11.1	0.71	6.1
6[19]	2.235	19.1	284	59.8	13.3	0.97	7.3
7[22]	3.042	22.2	387	69.8	15.5	1.12	8.5
8 [25]	3.973	25.4	510	79.8	17.8	1.27	9.7
9 [29]	5.060	28.7	645	90.0	20.1	1.42	10.9
10 [32]	6.404	32.3	819	101.3	22.6	1.63	12.4
11 [36]	7.907	35.8	1006	112.5	25.1	1.80	13.7
14 [43]	11.38	43.0	1452	135.1	30.1	2.16	16.5
18 [55]	20.24	57.3	2581	180.1	40.1	2.59	21.9

^A Los números de las varillas corresponden al número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla [los valores entre corchetes corresponden al diámetro nominal de la varilla aproximado en milímetros].

^B Las dimensiones nominales de las varillas corrugadas son equivalentes a aquellas de una barra lisa redonda que tengan el mismo peso por metro como la varilla corrugada.

4.2.3.4 Identificación de las varillas de acero.

Para que las varillas de refuerzo, de diversos grados y diámetros, sean fácilmente distinguibles, todas varillas corrugadas deben estar marcadas con señas especiales en la superficie de un lado de las varillas, moldeadas durante su fabricación.

Las marcas en una varilla identifican:

- a) Fabrica productora (usualmente una inicial).
- b) El calibre de la varilla (de la N° 3 a la N°18).

- c) Tipo de acero empleado en la fabricación (N: acero de lingote, I: acero de riel, A: acero de eje).
- d) En el caso de las varillas de grado 60 o 75, estas se identifican colocando el numero 60 o 75, o bien por un sistema de líneas continuas. (Una línea para grado 60 y dos líneas para grado 75, las que deben ir en medio de las corrugaciones y deben ser más pequeñas que las corrugaciones (ver figura 4.18).

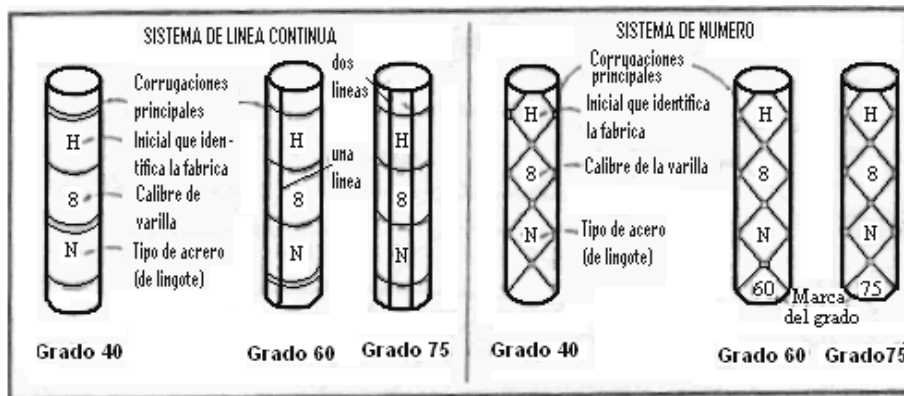


Figura 4.18

Identificación de las varillas de acero.

4.2.3.5 Corrugaciones.

Para que la acción conjunta entre el acero y el concreto tenga su máxima eficacia, es importante que ambos materiales se deformen juntos; esto es, que exista una adherencia suficientemente fuerte entre ellos para que no se produzcan movimientos relativos entre el acero y el concreto que lo rodea. Esta adherencia proviene de la adhesión química que se desarrolla en la superficie de contacto entre el acero y el concreto, y fundamentalmente por las corrugaciones poco espaciadas en la superficie lateral de las varillas de refuerzo. Los requisitos mínimos de estas corrugaciones, en cuanto a sus separaciones y sus salientes fueron indicados en la tabla 4.16.

4.2.3.6 Propiedades del acero de refuerzo.

La mayoría de las propiedades mecánicas del acero se obtienen directamente de las curvas esfuerzo-deformación, las cuales se determinan de la prueba de tensión. Entre las

características importantes se tienen: el límite elástico proporcional, la resistencia a la fluencia, la resistencia máxima y las propiedades de endurecimiento por deformación.

El grafico 4.3 muestra curvas típicas esfuerzo-deformación para aceros grado 40, 60 y 75. La primera porción de las curvas es lineal, con una pendiente del orden de 2.04×10^6 kg/cm² (modulo de elasticidad). El límite superior de esta porción es conocido como límite de proporcionalidad. A un nivel de esfuerzo ligeramente más alto que este, el acero alcanza su punto de fluencia, el cual es generalmente bien definido para los aceros Grados 40 y 60, pero no para el acero Grado 75.

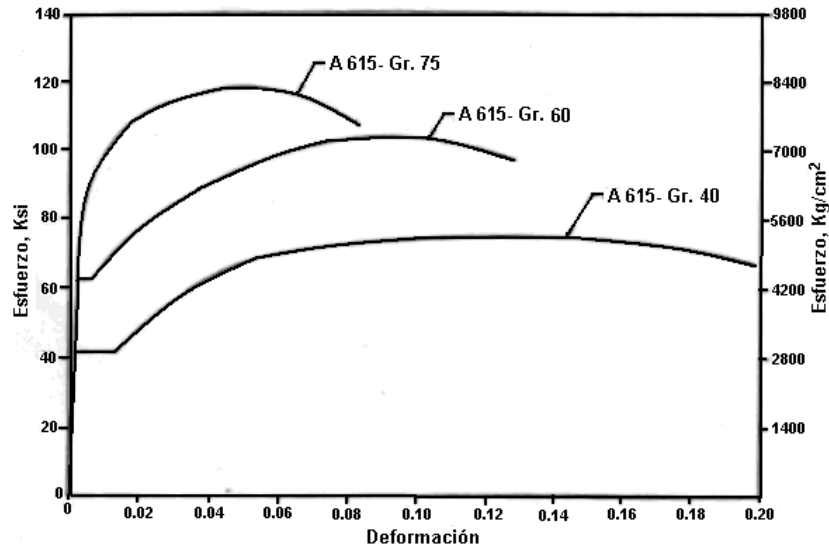


Grafico 4.3

Gráfica esfuerzo deformación del acero⁷⁷.

El punto de fluencia marca el inicio de una segunda porción de la curva esfuerzo-deformación, la cual se caracteriza por grandes incrementos de deformación sin que exista ningún incremento de esfuerzo (zona de fluencia). Esta zona o *mesa de fluencia* es mayor para el acero Grado 40, en cuyo caso puede extenderse unas 10 o más veces la deformación correspondiente al punto de fluencia.

⁷⁷ Héctor David Hernández Flores. “Diseño de Concreto Reforzado”.

Esta mesa de fluencia es seguida por una región de “endurecimiento por deformación”, zona en donde el acero recupera cierto grado de rigidez, y para que se continúe deformando es necesario incrementar el esfuerzo. La relación entre el esfuerzo y la deformación no es lineal para esta zona. El límite de máximo esfuerzo de esta porción de la curva es denominado como “resistencia a la tensión”, y marca el inicio de la última porción de la curva, la cual esta caracterizada por un proceso de estrangulamiento que ocurre en una pequeña zona de la probeta y que finaliza con la ruptura del material en la zona de estrangulamiento. Esto ocurre a una deformación unitaria bastante grande, del orden del 20% para acero Grado 40, del 13% para acero Grado 60 y 8% para acero Grado 75. Esto muestra el alto grado de ductilidad que exhibe el acero.

4.2.3.7 Ensayos de laboratorio para el acero.

Hemos observado a lo largo de este capítulo, que las propiedades mecánicas de los materiales usuales en ingeniería se determinan mediante pruebas efectuadas en muestras pequeñas del material, para lo cual el acero no es la excepción y para comprobación de sus principales propiedades se prescriben algunas pruebas tales como, la prueba de tensión y doblado de las varillas. A continuación se detallará de forma general cada una de ellas.

1. Prueba de tensión del acero de refuerzo⁷⁸.

La prueba de tensión se lleva a cabo mediante el ensayo de una probeta de 60 cm de longitud sometido a una carga de tensión hasta la ruptura de la varilla.

De esta prueba, se obtiene la grafica esfuerzo-deformación, en donde podemos encontrar los elementos que necesitamos conocer de este material. La norma que rige este ensayo es la ASTM A 370 y el procedimiento a seguir para la realización de la prueba es el que se describe a continuación.

1. Se toma el peso y dimensiones de la varilla (diámetro y longitud).

⁷⁸ Esta prueba esta especificada para varillas de la numero 3 a la numero 11(según ASTM A 615), sin embargo, cuando el supervisor del proyecto lo considere pertinente se puede realizar para determinar el grado de acero de varillas numero 2.

2. Se ubica el centro del espécimen de forma tal que coincida con el pin central del marcador; posteriormente se procederá a golpear cada uno de los pines del marcador, teniendo cuidado de que las marcas no sean tan profundas, pues unas marcas muy acentuadas indentan gravemente la barra y pueden afectar los resultados del ensayo.
3. Se coloca en la varilla el extensómetro de Moore (ver figura 4.19), el cual servirá para leer las lecturas de deformación que se presentará la varilla al ser sometida a tensión.

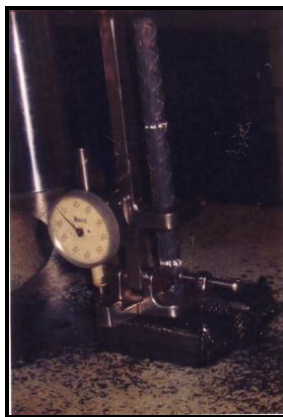


Figura 4.19

Extensómetro de Moore.

4. Seguidamente, se asegura el extremo superior de la probeta en el cabezal fijo de la maquina de ensayo. Se coloca la probeta de tal modo que las marcas queden hacia el frente de la maquina, luego se asegura la varilla en la parte móvil de la maquina, hecho esto, se ajusta el deformímetro para que indique cero.
5. Se eligen incrementos de carga adecuados para obtener cuando menos 15 lecturas bajo el limite proporcional probable. Se debe aplicar la carga a baja velocidad, tomando valores de carga y deformación; la velocidad de carga de la prueba será tal que se puedan tomar las lecturas necesarias de la prueba, pero no mayor, de 100 Kips/pulg²/minutos.
6. Una vez tomada la lectura de fluencia, se procederá a tomar 2 lecturas adicionales, luego se retira el extensómetro para protección del mismo, posteriormente se lleva la varilla hasta la ruptura; se tomara la carga máxima y de ruptura de la probeta.

7. Terminado el ensayo se retira la varilla de la maquina, se revisa el tipo de la falla de la probeta y se medirá la longitud final de esta (lo que se elongó en el tramo de calibración de 8 pulg). Para medir la longitud final de la probeta se unen las dos partes de este y se verifica la zona donde se dio la falla. (Véase la figura 4.20).
8. Luego se mide con ayuda del Vernier (Pie de Rey) el diámetro final de la probeta en la zona de estricción.

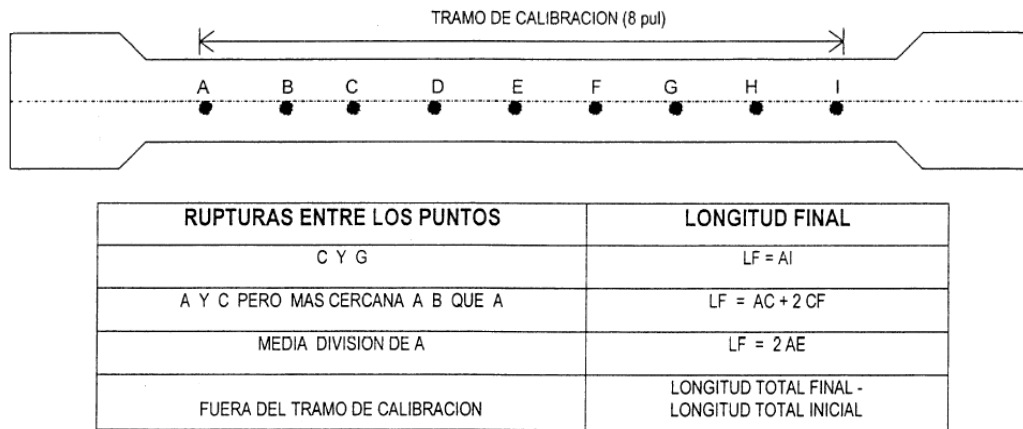


Figura 4.20

Determinación de la longitud final para rupturas, dentro y fuera del tramo de calibración en el ensayo de tensión de varillas.

9. Anotar el tipo de fractura que haya tenido la probeta, esta puede ser según a las ilustraciones de la figura 4.21.

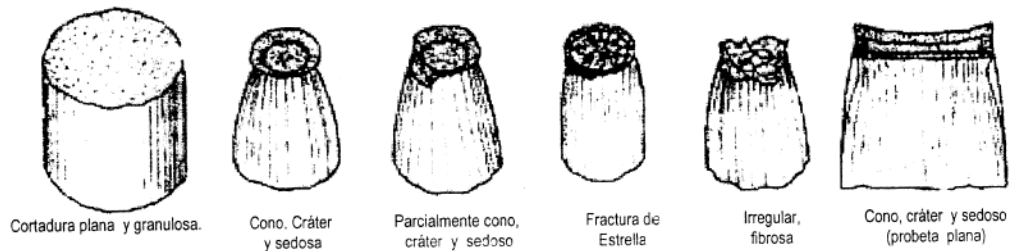


Figura 4.21

Fracturas típicas por tensión de los metales.

Con los datos obtenidos de la prueba se realizan los siguientes cálculos⁷⁹:

⁷⁹ Estas ecuaciones fueron tomadas de la guía de laboratorio “Prueba de tensión y doblado del acero estructural” de la cátedra de Ingeniería de Materiales de la escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador.

$$1. \text{ Área inicial de la varilla: } A_o = \frac{\pi}{4} d_o^2 \quad (4.4)$$

Donde: d_o = Diámetro inicial de la muestra, cm.

$$2. \text{ Área final de la varilla: } A_f = \frac{\pi}{4} d_f^2 \quad (4.5)$$

Donde: d_o = Diámetro final de la muestra, cm.

$$3. \text{ Peso volumétrico de la varilla: } \gamma = \frac{W}{A_o \cdot L} \quad (4.6)$$

Donde: W= Peso de la muestra, Kg.

L= Longitud de la muestra, cm.

A_o = Área inicial de la muestra, cm^2 .

γ = Peso volumétrico de la muestra, Kg/cm^3 .

$$4. \text{ Área nominal de la muestra: } A_n = \frac{\pi}{4} d^2 \quad (4.7)$$

Donde: d= Diámetro nominal de la muestra, cm.

$$5. \text{ Área efectiva de la muestra: } A_{\text{efect.}} = \frac{W}{L\gamma} \quad (4.8)$$

Donde: W= Peso de la muestra, Kg.

L= Longitud de la muestra, cm.

γ = Peso volumétrico de la muestra, Kg/cm^3 .

$$6. \text{ Variación porcentual del área: } \% \text{Var.área} = \frac{A_{\text{efect.}} - A_n}{A_n} * 100 \quad (4.9)$$

Donde: $A_{\text{efect.}}$ = Área efectiva de la muestra, cm^2 .

A_n = Área nominal de la muestra, cm^2 .

$$7. \text{ Porcentaje de reducción del área: } \% \text{reducc.de área} = \frac{A_o - A_f}{A_o} * 100 \quad (4.10)$$

Donde: A_o = Área inicial de la muestra, cm^2 .

A_f = Área final de la muestra (después de la prueba), cm^2 .

$$8. \text{ Porcentaje de elongación: } \% \text{Elongación} = \frac{L_f - L_o}{L_o} * 100 \quad (4.11)$$

Donde: L_o = Longitud inicial de la muestra en el tramo de calibración (20 cm).

L_f = Longitud final de la muestra en el tramo de calibración, cm.

$$9. \text{ Esfuerzo de fluencia: } f_y = \frac{P_y}{A_n} \quad (4.12)$$

Donde: P_y = Carga de fluencia (tomada directamente de la máquina de ensayo), Kg.

A_n = Área nominal de la muestra, cm^2 .

$$10. \text{ Esfuerzo último: } f_{ult.} = \frac{P_{máx.}}{A_n} \quad (4.13)$$

Donde: $P_{máx.}$ = Carga máxima (tomada directamente de la máquina de ensayo)

A_n = Área nominal de la muestra.

Los resultados obtenidos de esta prueba, son comparados con los requisitos de tensión y elongación que estipula la norma ASTM A 615, los cuales se presentan en la tabla 4.16.

Tabla 4. 16 Requisitos de tensión y elongación según norma ASTM A 615-01.

	Grado 40 [280]	Grado 60 [420]	Grado 75 [520]
Resistencia a la tensión, valor mínimo, psi [MPa]	60000 [420]	90000 [620]	100000 [690]
Límite de fluencia mínimo, psi [MPa]	40000 [276]	60000 [420]	75000 [520]
Elongación en 8 pulgadas [203.2 mm], % mínimo:			
N° de designación de la varilla.			
3 [10]	11	9	-
4, 5 [13, 16]	12	9	-
6 [19]	12	9	7
7, 8 [22, 25]	-	8	7
9, 10, 11 [29, 32, 36]	-	7	6
14, 18 [43, 57]	-	7	6

2. Prueba de doblado del acero de refuerzo.

Esta prueba es llevada a cabo de la siguiente manera.

1. Se deberá ajustar la máquina de doblado con el pin adecuado para el ensayo, el cual depende del diámetro de la varilla.(véase tabla 4.17)
2. Se coloca la varilla en la máquina de ensayo.

3. Se toma el tiempo desde el inicio del doblado hasta que la varilla se doble unos 180° aproximadamente.
4. Se anota la carga máxima de dobléz cuando la varilla se dobla los 180°.

Tabla 4.17 Requisitos para la prueba de dobléz según norma ASTM A 615-01.

Varilla N°	Diámetro del pin para la prueba de dobléz ^A		
	Grado 40[280]	Grado 60 [420]	Grado 75 [520]
3,4,5[10,13,16]	3½ d ^B	3½ d	-
6 [19]	5d	5d	5d
7,8 [22,25]	-	5d	5d
9,10 [29,32,36]	-	7d	7d
14,18 [43,57]	-	9d	9d

^A Prueba de dobléz de 180° a menos que se especifique de otra manera.

^B d = diámetro nominal del espécimen.

Los resultados de estas pruebas se comparan con las especificaciones dadas en la norma ASTM A 615, para verificar la complacencia de los materiales.

Para concluir el estudio de los materiales y sus propiedades, en la tabla 4.18 se presentan cada uno de los materiales estudiados anteriormente con sus propiedades y las normas ASTM que rigen para controlar la calidad.

4.3 CALIFICACIÓN DE LABORATORIOS.

Como parte del desarrollo de la investigación, se han dado ha conocer las pruebas más comunes que son necesarias para ejercer un adecuado control de calidad de los materiales a utilizar en la construcción de viviendas, sin embargo, para finalizar este capítulo, se hace necesario conocer los requisitos que deben satisfacer los laboratorios encargados de realizar estas pruebas, conforme a las normas ASTM. En ellas se distinguen dos casos según los materiales que hemos abordado (concreto y mampostería), las cuales son: ASTM C 1077-02 “*Práctica Estándar para los Laboratorios de Prueba de Concreto y Agregados de concreto para uso en Construcción y Criterios para la Evaluación de Laboratorios*”, y ASTM C 1093-01 “*Práctica Estándar para la Acreditación de Agencias de Prueba para Unidades de Mampostería*”. A continuación se presenta una descripción general de los requerimientos dictados por cada una de las normas.

Tabla 4.18 Cuadro resumen.

Material Estructural		Designación ASTM para cada material	Especificaciones para componentes		Control de Calidad			
			Componentes	Designación ASTM	Ensayos	Propiedad a evaluar	Ensayos de prismas	Propiedad a evaluar
Mampostería de bloque de concreto	Bloque de concreto	ASTM C 90	-	-	ASTM C 140	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la compresión. Absorción. Contenido de humedad. 	ASTM C 1314	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la compresión de prismas de mampostería
	Mortero	ASTM C 270	Agua	-	ASTM C 780	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la compresión. 	ASTM C 952	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la adherencia de prismas de mampostería
			Cemento	ASTM C 91, C 150, C 525, C 1157				
			Cal	ASTM C 207	ASTM C 1437	<ul style="list-style-type: none"> Consistencia. 		
			Agregado fino	ASTM C 144				
	Concreto fluido	ASTM C476	Agua	-	ASTM C 1019	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la compresión. 	ASTM E 519	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la adherencia de prismas de mampostería
			Cemento	ASTM C 150, C 525 y C 1157				
Agregado fino y grueso			ASTM C 404					
Concreto			Agua	-	ASTM C 143	<ul style="list-style-type: none"> Consistencia 		
			Cemento	ASTM C 150, C 525 y C 1157				
			Agregado fino y grueso	ASTM C 33	ASTM C 31	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la compresión. 		
Acero			Varilla N° 2 Varilla N° 3 y > Mallas electrosoldadas	ASTM A 496 ASTM A 615 ASTM A 497 ASTM A 185	ASTM A 370	<ul style="list-style-type: none"> Resistencia a la tensión 		

4.3.1 LABORATORIOS DE PRUEBA DE CONCRETO Y AGREGADOS, ASTM C 1077-02.

Esta práctica identifica y define las responsabilidades, y los mínimos requerimientos técnicos para el personal de laboratorio de prueba y los mínimos requerimientos técnicos para pruebas de concreto y agregados para concreto.

Esta práctica establece las características esenciales pertinentes a la organización, personal, facilidades, reportes y sistemas de calidad del laboratorio. Tal como se describe a continuación.

1. Organización.

La siguiente información debe estar disponible para revisión.

- a) Descripción de la organización incluyendo:
 - ✓ Nombre legal completo y dirección de la oficina principal y locación de cada laboratorio.
 - ✓ Nombres y posiciones de las principales autoridades y la responsabilidad, ingeniero profesional registrado en cargo.
 - ✓ Descripción de la estructura gerencial de la organización.
 - ✓ Lista de los servicios técnicos relevantes ofrecidos, y
 - ✓ Todos los servicios técnicos externos normalmente utilizados.

2. Recursos humanos.

Todos los servicios de prueba relevantes deben ser provistos a tiempo completo por la dirección técnica de un ingeniero profesional registrado con al menos 5 años de experiencia en pruebas de materiales de construcción. Además se deberá contar con el siguiente personal:

- a) Un supervisor técnico de laboratorio que tenga al menos 3 años de experiencia relevante y debe ser demostrada la competencia en la ejecución de pruebas relevantes.
- b) Un supervisor técnico de campo, deberá tener al menos 3 años de experiencia relevante y haber demostrado competencia en la ejecución de pruebas relevantes.

- c) Técnicos de laboratorio que demuestren competencia en la ejecución de pruebas relevantes.
- d) Técnicos de campo que demuestren competencia en la ejecución de pruebas relevantes.

3. *Facilidades, equipo y procedimientos suplementarios.*

El laboratorio debe tener facilidades y equipos conforme a los requerimientos del método de prueba aplicable. En esta sección se establecen los requerimientos de equipo y procedimientos que clarifican ciertos requerimientos de los métodos de prueba.

4. *Reportes y registros del laboratorio.*

El laboratorio debe tener un sistema de registros que permita la verificación de cada reporte emitido. El reporte de prueba incluirá la información listada en la tabla 4.19.

Tabla 4.19 Requisitos del reporte de prueba (ASTM C 1077-02).

– Nombre y dirección del laboratorio.
– Identificación del reporte y de la fecha de emisión.
– Nombre del cliente
– Identificación del proyecto.
– Identificación de la muestra.
– Identificación del método de prueba utilizado, una nota de todas las desviaciones conocidas del método de prueba y todos los requerimientos del método de prueba que no fueron desarrollados por el laboratorio.
– Resultado de las pruebas y otros datos pertinentes requeridos por el estándar.
– Nombre del ingeniero profesional registrado.
– Identificación de los resultados obtenidos por pruebas ejecutadas por otros laboratorios.

5. *Sistemas de calidad.*

El laboratorio deberá mantener un manual de calidad, de procedimientos escrito, para asegurar la calidad de los servicios ofertados.

4.3.2 LABORATORIOS DE PRUEBA DE UNIDADES DE MAMPOSTERIA, ASTM C 1093-95 (Reaprobada en 2001).

Esta práctica provee los criterios mínimos básicos para evaluar las aptitudes de agencias de prueba para materiales de mampostería.

Dentro de los tópicos que se detallan en la norma encontramos aspectos relacionados con las responsabilidades y derechos de la agencia, capacidades generales, personal calificado, los criterios del sistema de calidad, entre otros. Una descripción de estos aspectos, se presenta a continuación.

1. Responsabilidades y derechos.

La agencia asegurará que sólo son realizadas las pruebas para las cuales está adecuadamente acondicionada y provista de personal; además, se asegurará que los empleados realizan sólo pruebas para las cuales están adecuadamente adiestrados, calificados, y certificados de conformidad con las especificaciones aplicables. Asimismo, todo el equipo es apropiadamente mantenido en buena condición de operación y calibrado como es aplicable. La agencia realizará toda prueba de conformidad con las normas apropiadas y criterios de control de calidad.

2. Capacidades generales.

El laboratorio de servicios de prueba de materiales de mampostería de la agencia incluirá alguna o todas de las siguientes capacidades:

- a) Ensayo de unidades de mampostería en el laboratorio.
- b) Ensayo de morteros para mampostería en el laboratorio, y
- c) Ensayo de agregados para la conformidad con los requisitos de la especificación.

3. Personal Calificado.

El personal encargado de la agencia de prueba deberá cumplir con los siguientes requisitos.

- a) Gerencia y supervisión:** Los servicios de prueba de la agencia estarán bajo dirección de una persona con responsabilidad administrativa científica o ingenieril. Esta persona será ingeniero registrado y empleado a tiempo completo de la agencia y tendrá un mínimo de cinco años de experiencia en la inspección y la prueba de los materiales y de la construcción de mampostería; o, en lugar de ser un ingeniero registrado, es aceptable una persona con educación equivalente orientada a la ciencia

y que tenga experiencias satisfactorias en la dirección de servicios de prueba o de inspección de mampostería., o ambos.

b) El supervisor técnico de laboratorio: El supervisor técnico de laboratorio tendrá por lo menos cinco años de experiencia en realizar pruebas en los materiales. Esta persona deberá demostrar, por medio de un examen oral o escrito, o ambos, la capacidad de realizar la prueba requerida normalmente en la manera estipulada bajo ASTM u otros procedimientos, y será capaz de evaluar los resultados de la prueba en términos de conformidad con la especificación.

4. Criterios del sistema de calidad.

La agencia establecerá y pondrá un sistema de calidad en ejecución que reúna los siguientes criterios:

- a) Manual del sistema de calidad (Quality System Manual, QSM):** La agencia establecerá y mantendrá QSM que se conforma con los requisitos en la sección 8 de la norma.
- b) Gerencia de sistema de calidad:** La agencia señalará a personas que tienen responsabilidad del sistema de calidad y su implementación. El encargado de calidad se asegurará de que las actividades estén siendo conducidas por el personal de la agencia de la manera especificada en el manual del sistema de calidad de la agencia y tiene responsabilidad de mantenerla y de revisarla.
- c) Manual del procedimiento del laboratorio:** Un manual escrito del procedimiento del laboratorio que contenga los lineamientos del método o el procedimiento de inspección para cada prueba o servicio realizado por el laboratorio.
- d) Calibración y verificación del equipo:** La agencia calibrará o verificará todo el equipo de prueba significativo asociado a las pruebas cubiertas por el alcance de este estándar que la agencia realiza. Como mínimo, el equipo enumerado en la tabla 4.20 (tabla 1 de la norma) será incluido si se asocia a las pruebas realizadas por la agencia.
- e) Inspección de instalaciones:** La agencia tendrá sus procedimientos y equipo del laboratorio evaluado en los intervalos de aproximadamente dos años por una

autoridad de la evaluación como evidencia de la capacidad para realizar la prueba requerida.

f) Acreditación de la agencia: La agencia poseerá un certificado de acreditación, de una autoridad nacional como evidencia que resuelve el requisito para esta práctica⁸⁰.

g) Habilidad de muestreo para las pruebas: La agencia participará en programas aplicables a la habilidad para el muestreo.

Tabla 4.20 Equipo para ensayo de mampostería (ASTM C 1093-95).

Equipo – Método de ensayo.	Requisitos.	Intervalos Meses.
Balanzas analíticas y pesos.	Verifique.	24
Moldes para cubos, metálicos y plásticos.	Compruebe las dimensiones críticas.	12
Máquina para la prueba de compresión.	Verifique las indicaciones de la carga.	18
Aparato para adherencia a la flexión.	Calibre.	12
Balanzas para propósitos generales, escalas y pesos.	Verifique.	12
Cocteleras mecánicas.	Compruebe al tamizar con minuciosidad.	12
Mezcladores.	Compruebe la separación de la paleta para rodar.	24
Moldes cilíndricos.	Compruebe las dimensiones críticas.	12
Moldes y pisones.	Compruebe las dimensiones críticas.	12
Hornos.	Verifique el ajuste de la temperatura.	4
Tamices.	Compruebe la condición física.	6
Termómetros.	Calibre.	6
Cronómetros.	Compruebe la exactitud del dial y del contador de tiempo.	6
Retención del agua.	Calibre al vacío.	12

h) Registros de pruebas: La agencia mantendrá registros de las pruebas que contiene la suficiente información para permitir la verificación de los registros de una prueba. Los registros que pertenecen a la prueba incluirán la capacidad del rastro de la muestra, de la fuente a la agencia, cálculos originales de la observación, datos derivados, y una identificación del personal implicado en el muestreo y prueba. La agencia preparará los informes de prueba que claramente, exactamente, e inequívoco presente la información especificada en la tabla 4.21 (tabla 2 de la norma).

⁸⁰ En nuestro país, la entidad encargada para la certificación de las normas y acreditación del personal, es El Consejo Nacional para la Ciencia y tecnología (CONACYT).

- i) Retención de los registros:** Los registros que pertenecen a la prueba, calibración y verificación del equipo, informes de prueba, revisiones del sistema interno de calidad, habilidad de muestreo para las pruebas, entrenamiento y evaluación del técnico para la ejecución de las pruebas, y demás personal serán conservados por el laboratorio en una localización segura para un mínimo de un año.

Tabla 4.21 Requisitos del reporte de prueba (ASTM C 1093-95).

– Nombre y dirección del laboratorio de prueba.
– Identificación del reporte y de la fecha de emisión.
– Nombre y dirección del cliente o identificación del proyecto.
– Descripción e identificación de las muestras para la prueba.
– Fecha de recepción de la muestra para la prueba.
– Fecha de ejecución de la prueba.
– Identificación del método estándar de la prueba usado y una notación de cualquier desviación sabida del método de la prueba.
– Resultados de la prueba y otros datos pertinentes requeridos por método de prueba.
– Nombre de las personas que aceptan la responsabilidad técnica del informe de prueba.

- j) Registros de la calibración y de la verificación del equipo:** La agencia mantendrá la calibración y los registros de la verificación para todo el equipo especificado en el QSM.
- k) Registros de auditorías externas:** La agencia mantendrá expedientes de cualquier auditoría externa y documentación que describirá cómo las deficiencias fueron corregidas.
- l) Registros de la habilidad de muestreo:** La agencia conservará resultados de la participación en programas de habilidad de muestreo incluyendo las hojas de datos, los sumarios de los reportes, y la documentación que describe los pasos tomados para determinar la causa de resultados pobres y de acciones correctivas tomadas.
- m) Métodos y procedimientos de ensayo:** La agencia mantendrá las copias de los procedimientos estándares y no-estándares para la prueba realizada que es cubierta por el alcance del servicio ofrecido por el laboratorio y se asegurará de que los procedimientos son los más actuales y son fácilmente accesibles a los empleados que realizan el trabajo.

CAPITULO V

CONTROL DE CALIDAD DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

5.1 GENERALIDADES.

La calidad es una propiedad o conjunto de propiedades inherentes a una cosa que permiten apreciarla como igual, mejor o peor que las restantes de su especie⁸¹. En este sentido, en el ámbito de la construcción, lo que se busca es que la obra tenga la mejor calidad posible al ser comparada con otras de igual magnitud. Para ello, debe extenderse lo que tradicionalmente se ha aceptado como control de calidad en construcción, es decir, la supervisión de la ejecución de la obra y el control de los materiales mediante la realización de ensayos de laboratorio; y considerar que el aseguramiento de la calidad abarque no solo la fase estricta de la construcción, sino todas las fases del proceso, desde su diseño hasta su gestión, control y mantenimiento.

Por tal razón, en este capítulo se abordarán aspectos relativos al control de calidad desde la etapa de diseño hasta la construcción del proyecto de una vivienda, donde el énfasis se le dará a la parte constructiva, en vista de que en el capítulo III se expusieron en forma más conceptual todas aquellas revisiones que deben realizarse a los elementos estructurales que componen las viviendas, que además se complementará con el ejemplo de revisión estructural a desarrollarse en el capítulo VI.

De estas etapas, en primer lugar, se expondrán los conceptos de aseguramiento de calidad, los cuales son independientes del tipo de obra a construir; y en segundo lugar, se describirán los procesos constructivos idóneos de los diversos componentes estructurales de una vivienda vistos en los capítulos anteriores, así como algunos otros elementos no estructurales que son partes esenciales de la vivienda. Además, se detallarán las tolerancias dadas por el MSJC (The Masonry Standards Joint Committee) para la construcción de las paredes de bloque de concreto, como parte fundamental del sistema constructivo y algunas recomendaciones para un adecuado mantenimiento de las mismas.

⁸¹ Según la definición del Latín “Qualitus Atés”.

5.2 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

El control de calidad asegura la confiabilidad del comportamiento del sistema diseñado de acuerdo con las resistencias de reserva supuestas y esperadas en el diseño. Practicar el “control de calidad” y lograr un “aseguramiento de calidad” incluye verificar los papeles y desarrollo de todos los participantes: el propietario, el diseñador, el constructor, el laboratorista y el usuario.

En esta sección se describen las actividades que deberán ejecutarse para asegurar la calidad durante las etapas de diseño y construcción del proyecto a fin de garantizar que se cumplan los requerimientos mínimos de calidad.

A continuación se describen aspectos básicos referentes al aseguramiento de calidad en el diseño de una obra.

5.2.1 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD EN EL DISEÑO.

El control de calidad en el diseño se enfoca a verificar que el sistema diseñado tenga la seguridad, utilidad y duración requeridas para el uso al cual el sistema se destine, según lo exigen las normas aplicables, y dicho diseño se presente en forma apropiada en los planos y en las especificaciones. El grado de control de calidad depende del tipo de sistema a construir, cuanto más importante sea el sistema, se requiere mayor control de calidad. Sin embargo, para la etapa de diseño deberán seguirse las siguientes recomendaciones:

- El sistema estructural que se considere para la edificación deberá ser adecuado para alcanzar los objetivos de calidad definidos para la edificación y sus servicios.
- La especialidad de ingeniería estructural será la encargada de proveer la seguridad de la estructura. La especialidad deberá proveer un sistema estructural que no solo vele por la seguridad de la estructura, sino que por la de los elementos no estructurales.
- Dentro de este concepto, la estructura no solo debe proteger, sino que debe permitir desarrollar los procedimientos de protección de los sistemas no estructurales. Por este motivo, el sistema estructural utilizado deberá ser aprobado por todas las especialidades en forma explícita.

- El especialista en estructuras deberá coordinar su proyecto con los proyectos de arquitectura e instalaciones (sanitarias, eléctricas, etc.) de forma que satisfaga requerimientos de protección.
- El sistema estructural y sus componentes deben ser diseñados para resistir las solicitaciones permanentes y eventuales que puedan afectar la estructura, entre las que se incluyen peso propio, sobrecargas de uso, sismos.
- El diseño estructural deberá considerar detallados adecuados, de forma que el comportamiento del sistema permita cumplir con los objetivos de protección.
- El especialista de estructuras deberá proporcionar la información requerida por las restantes especialidades para el diseño de equipos, sistemas y otros componentes no estructurales.
- El especialista encargado del diseño estructural de la edificación deberá certificar el cumplimiento de los objetivos de protección establecidos por el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones del país.

Como mínimo un diseño siempre debe revisarse por un ingeniero diferente al que lo realiza. En general, se utiliza uno de estos tres tipos de verificaciones: (1) Revisión directa total, en la cual se verifican todos los cálculos; (2) Revisión en paralelo total, en la cual se realizan cálculos de manera independiente y se comparan las dos series de cálculos y (3) Revisión parcial, en la cual se revisan algunas partes en ambos tipos de revisiones (directa y en paralelo).

El control de calidad de los cálculos del diseño puede lograrse en general asegurándose de que:

1. Exista un claro entendimiento del concepto estructural que se aplica al sistema en particular.
2. Exista conocimiento y cumplimiento de los requisitos fundamentales del diseño y las condiciones del medio ambiente, operación y de límites.
3. Donde sea posible, en las revisiones deben usarse modelos de cálculos aplicables utilizando programas de computadora disponibles.

4. No existen discrepancias entre las diferentes fases o partes de los cálculos del diseño total.
5. Deberán considerarse todos los casos y combinaciones de cargas esperadas como se mencionó en el capítulo III.
6. Se utilizan los factores de seguridad apropiados y se verifican niveles requeridos de confiabilidad.
7. Se utilizan en el diseño programas de computadora comprobables, y que el diseñador esté familiarizado con los pasos de programación y tenga experiencia en programas y en particular cuando se utilicen diseños con ayuda de computadoras en su totalidad.

Ya que los planos de ingeniería son la principal conexión entre el proceso de diseño y el proceso de construcción, deberán ser el principal objetivo del aseguramiento de calidad del diseño. En consecuencia, se debe estar familiarizado con la lectura e interpretación de los planos y ser capaz de realizar bosquejos claros que expresen en forma correcta los detalles del diseño si se espera que el sistema construido refleje el sistema real.

El control de calidad de los planos de diseño, por lo general incluye una verificación de que si los siguientes parámetros están incluidos en el juego de planos del proyecto:

1. Definición general de la estructura.
2. Consistencia entre los planos de diseño.
3. Cumplimiento de las condiciones limitantes del lugar, incluyendo requisitos de pruebas del subsuelo.
4. Lista del tipo, grado, calidad y resistencia estructural de los diversos materiales de construcción, tales como: bloques, agregados, cemento, proporción y resistencia de la mezcla de mortero, grout y concreto, acero de refuerzo, etc.
5. Los detalles en los planos no deberán ser ambiguos ni ofrecer riesgos de interpretación errónea.
6. Cumplimiento con los resultados del diseño y un correcto dimensionamiento.
7. Detalles adecuados de construcción y de secciones transversales, así claras tolerancias de las dimensiones.

8. Secuencia de colocación y retiro de la cimbra.

En síntesis, entre los documentos que se deben generar durante el proceso de diseño, y que deben incluir consideraciones específicas de control, se encuentran:

- Memorias de cálculo.
- Planos de arquitectura: planos de distribución general de la edificación, planos de plantas, cortes y elevaciones, planos de detalles de terminaciones arquitectónicas, entre otros.
- Planos de estructuras: planos de especificaciones generales, planos de cimentaciones (coordinados con la información proporcionada por la especialidad de mecánica de suelos), planos de plantas, cortes y elevaciones, planos de detalles estructurales, entre otros.
- Especificaciones técnicas.

5.2.2 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.

El aseguramiento de la calidad, es el conjunto de actividades a ser planificadas, organizadas y ejecutadas durante la etapa de construcción de un proyecto y que aseguren durante todos y cada uno de los procesos a desarrollar la calidad del mismo.

El Aseguramiento de la Calidad en la construcción contempla las siguientes actividades:

1. Gestión de procedimientos.

Se identifican y definen los procedimientos aplicables a las obras, tanto los organizativos, que definen el sistema de calidad empleado, como los operativos, que describen todas las operaciones y procesos constructivos a desarrollar. Los procedimientos operativos, su redacción debe permitir su adecuación a las características particulares de cada obra, evitando procedimientos muy rígidos de difícil aplicación. Estos deben ser sencillos, de fácil comprensión, gráficos, evitando frases sujetas a interpretación. Se busca la eficiencia y optimización de los sistemas de producción mediante la previsión en lugar de la improvisación.

2. Redacción, control de distribución y aprobación de la documentación.

La documentación de los procesos constructivos, registros de modificaciones, programas de puntos de inspección, no conformidades, ordenes del cliente, etc., son la piedra angular de la gestión de la información, la que mantiene a los integrantes de la obra al día de los diversos acontecimientos.

Normalmente el sistema de calidad de una empresa cuenta con un procedimiento organizativo de gestión para la documentación, de no ser así, el programa de aseguramiento de calidad de obra debe establecer los criterios para elaborar, redactar, revisar, aprobar, controlar, emitir y archivar procedimientos operativos, instrucciones de trabajo o cualquier documento necesario para el desarrollo de las obras, con especial atención al control de los planos.

3. Revisión del contrato.

El constructor estudia el proyecto de construcción y documentos contractuales, con el fin de detectar las “Unidades con Falta de Definición y Unidades con Solución Insatisfactoria” desde un punto de vista constructivo o de calidad, creando alternativas válidas. Esta herramienta es de gran importancia, pues de una forma sencilla y clara se explica la modificación o ajuste propuesto. Esta etapa permite a la empresa constructora plantear alternativas y mejoras válidas al proyecto, respetando plazos, costo o estándar de calidad, así como resolver las ambigüedades de cualquier contrato, estableciendo tiempos de respuesta (compromiso constructor-cliente).

De este modo, se evitan posibles malos entendidos, llegando a un clima de entendimiento continuo.

4. Organización de la obra.

Se definen las responsabilidades y la asignación de funciones para el personal contratado, estableciéndolo en el organigrama e identificando las personas con responsabilidad en la obra.

5. Planteamiento general de la obra.

Se establece la forma de organizar la ejecución de la obra, desde el punto de vista de la gestión de calidad. Esta se estructura en cuatro bloques interrelacionados:

- a) Plan de control de procesos; se determinan las unidades relevantes para la calidad de la obra que se someten al programa de aseguramiento de la calidad.
- b) Plan de compras; identifica a los proveedores y subcontratistas que participan en la construcción de las unidades sometidas al plan de control de los procesos. Se establece la estrategia de compra de materiales y subcontratos, de acuerdo al programa de obra, indicando las fechas tope de elaboración del cuadro comparativo y de necesidad en obra.
- c) Plan de prevención de riesgos; debe redactarse y aprobarse previamente al inicio de las obras, estableciendo acciones a realizar, funciones y responsabilidades.
- d) Programa de obra; refleja la secuencia óptima de las operaciones y actividades a realizar en la obra para conseguir los objetivos propuestos, indicando las interfases y periodos críticos.

En el manual de calidad de la empresa deben existir formatos tipo, en caso contrario se deben diseñar en el ámbito del programa de aseguramiento de la calidad de obra en forma de cuadro resumen.

6. Control de los procesos.

Una vez identificadas las Unidades sometidas al programa de aseguramiento de la calidad, se ramifican y dividen por elementos homogéneos para su control originando:

- a) Inicio y Cierre del trabajo: se planifica el control de la ejecución y se plasman en las planillas de control utilizadas, sintetiza los ensayos e inspecciones efectuadas, las no conformidades abiertas y las acciones correctoras empleadas para determinar la aptitud del trabajo y la aceptación del producto terminado.

b) Los programas de puntos de inspección: aplicables a los trabajos (también se denominan puntos de inspección y ensayo). Son el elemento medular del control de ejecución, pues en ellos se plasman los chequeos que se deben realizar a cada proceso así como el criterio de aceptación o rechazo. Deben ser claros, explícitos y básicamente se clasifican en cuatro familias:

1. Recepción de materiales.
2. Ejecución del proceso.
3. Ensayos.
4. Pruebas finales.

c) Planillas de control (listas de chequeo)⁸²: se registra, con la firma de los responsables de la actividad, la aceptación o rechazo de los lotes establecidos en el control de procesos, mediante inspecciones, ensayos o pruebas finales. Se entiende que un proceso se ha desarrollado en condiciones controladas cuando se han completado satisfactoriamente las planillas de control, verificado los ensayos e inspecciones, resuelto las no conformidades y aprobado el cierre del trabajo.

Estos documentos son de gran utilidad pues reflejan diariamente las ordenes, correcciones, modificaciones, etc. que los capataces imparten y las posibles observaciones del supervisor, quedando registradas por escrito y evitando posibles conflictos.

7. Identificación y trazabilidad.

Establece los criterios de denominación de los productos utilizados en obra para diferenciarlos del resto (identificación) y describe la metodología para reconstruir el historial, la utilización o localización de un producto o actividad (trazabilidad). Cuando se detecta un problema a posteriori, permite encontrar las causas y alcance del defecto, para poder aplicar una correcta solución.

⁸² En el anexo se presentan algunos formatos de control de inspección utilizados en el país.

8. Evaluación de proveedores.

Durante la fase de obra se evalúa a todos los subcontratistas y proveedores. De cada uno de ellos, se elabora una “ficha fin de trabajo” donde se registra el cumplimiento de plazo, precios, calidad del producto y servicio, formación y calificación de empleados, capacidad de respuesta a los diferentes problemas de obra. Así se establece una base de datos centralizada para contratar con mayor eficacia y garantía de calidad, dando origen al catálogo de proveedores y subcontratistas homologados

9. Calibración de equipos.

Se estipula un programa de calibración de equipos de medida, tanto de ejecución como de inspección. Se establecen los criterios y periodicidades de calibración para cada equipo, tanto externas como internas.

10. Control y tratamiento de las no conformidades.

Permite identificar las desviaciones al sistema de calidad, procesos o productos, cuando no se cumplan las especificaciones o requisitos establecidos, evaluando las causas y estableciendo medidas correctoras. Cada no conformidad se documenta para su transmisión y archivo.

11. Acciones correctoras y preventivas.

Establece el sistema para identificar y poner en práctica medidas correctoras y preventivas derivadas del estudio de las no conformidades, con objeto de evitar que se reproduzca nuevamente el defecto encontrado.

12. Requisitos, aspectos y objetivos medioambientales.

Los sistemas de gestión de la calidad consideran el respeto al medio ambiente y las medidas de prevención como un todo uno indivisible, por lo que el programa de aseguramiento de la calidad de la obra debe contemplar los aspectos medioambientales del proyecto, cuando vienen tipificados en las bases de licitación o en los procedimientos de ejecución de la empresa.

13. Registro y archivo.

Todos los documentos generados en obra, que constituyen un registro de calidad, se archivan para asegurar la adecuada respuesta a las necesidades futuras de la obra en materia de Calidad y poder hacer frente cualquier reclamo de una manera más eficaz.

14. Programa de auditorías.

Se establecen en el programa de aseguramiento de la calidad. El calendario de auditorías internas (se verifica el grado de cumplimiento del sistema de gestión de calidad de la empresa) y externas (se verifica el cumplimiento de las especificaciones y acuerdos con el cliente).

5.2.3 COMPONENTES DEL ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

Son todos aquellos profesionales y herramientas necesarias para la implementación de un sistema de control de calidad en la etapa de construcción de un proyecto. Dentro de estos componentes se encuentran:

1. Documentación.

Planos finales de diseño aprobados (estructuras, arquitectura, instalaciones eléctricas e hidrosanitarias, etc.), especificaciones técnicas aprobadas, documentos de licitación aprobados por las partes y contrato celebrado.

2. Personal.

Es necesario delimitar las responsabilidades, autoridades y líneas de comunicación de las diferentes partes involucradas en el aseguramiento de la calidad.

Esto sugiere cuestionarse ¿Quiénes realizan o participan en el control de calidad?, ¿En que momento o etapa de la obra se realiza? y ¿Cómo se realiza? Las respuestas a éstas interrogantes son básicamente las mismas en prácticamente todas las obras de ingeniería, debiendo existir claramente definida la figura del propietario, constructor, supervisor y controlador de calidad, involucrando el trabajo de cada uno de estos actores, en una misma visión de calidad, con el objetivo de integrar los trabajos y cumplir con el nivel de calidad establecido.

Dicho nivel de calidad lo define el responsable de la planeación de la obra, para que el proyectista lo establezca y el constructor lo asegure, el supervisor lo verifique y el controlador de calidad lo certifique. Esto define actividades específicas y una secuencia recomendable para su realización, las cuales se resumen en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Actividades principales de los involucrados de un proyecto⁸³.

Responsable	Actividades
Propietario	<ul style="list-style-type: none">▪ Respaldo al proyectista y supervisor.▪ Financiamiento constructivo, pago de estimaciones.
Proyectista	<ul style="list-style-type: none">▪ Ingeniería básica.▪ Ingeniería de detalle.▪ Especificaciones.▪ Asesoría.▪ Retroalimentación de información.▪ Revisión del proyecto.
Supervisor	<ul style="list-style-type: none">▪ Verificación de los niveles de calidad.▪ Conocimiento detallado del proyecto.▪ Aprobación de los sistemas constructivos.▪ Seguimiento del control de calidad.▪ Medición de cantidades de obra.▪ Informes de Calidad y Financieros.
Constructor y su Control de Calidad	<ul style="list-style-type: none">▪ Control y aseguramiento de la calidad.▪ Conocimiento detallado del proyecto y su programa constructivo.▪ Ejecución de la obra.▪ Presentación de estimaciones.▪ Retroalimentación continua al proyectista y el supervisor.
Controlador de Calidad	<ul style="list-style-type: none">▪ Certificación de los niveles de calidad en geometría, acabados, materiales y procedimientos constructivos.▪ Información sistemática al supervisor.▪ Retroalimentación continua al supervisor y al constructor.▪ Elaborar diariamente el Reporte de Control de Calidad del Proyecto.

⁸³ Revista N° 38 del ISCYC “Control de Calidad en Viviendas”. 2004

En resumen, todas las etapas de una obra y sus correspondientes actores, deben formar un todo armónico, con el objetivo de lograr los resultados esperados en la obra. A continuación en la figura 5.1 se presenta un ejemplo del Organigrama de Funcionamiento del Control de Calidad, que puede ser implementado en el proyecto.

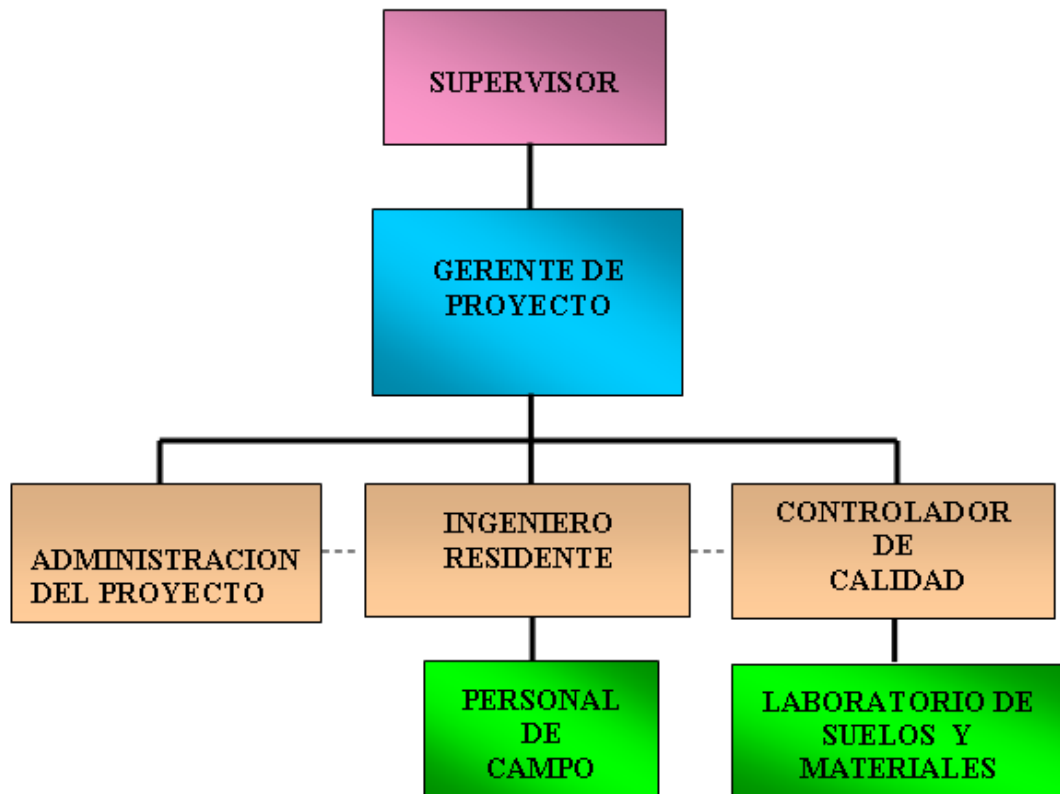


Figura 5.1

Organigrama de funcionamiento del control de calidad en la construcción.

3. Laboratorios.

Los laboratorios para el control de calidad o para la verificación de calidad, tendrán en sus instalaciones: áreas para almacenamiento, preparación y prueba de las muestras, así como para la calibración del equipo; fuentes de energía y de iluminación; y cuando sea necesario, sistemas de comunicación, de control de temperatura y de ventilación, que permitan la correcta ejecución de las pruebas y de las calibraciones.

4. Equipo y materiales.

a. Equipo y materiales para el control de calidad o para la verificación de calidad.

El equipo que se utilice para el control de calidad o para la verificación de calidad, estará en condiciones óptimas para su uso, calibrado, limpio, completo en todas sus partes y que no tenga un desgaste excesivo que pueda alterar significativamente los resultados de las pruebas. Todos los materiales a emplear serán de calidad, considerando siempre la fecha de su caducidad.

▪ *Vehículos de transporte.*

Los vehículos de transporte deben ser adecuados para trasladar, en forma eficiente y segura, al personal, al equipo y a los materiales para el control de calidad o para la verificación de calidad, así como las muestras que se obtengan. Su número ha de ser suficiente para atender todos los frentes de la obra, ser utilizados exclusivamente en las funciones mencionadas, así como estar y ser mantenidos en óptimas condiciones de operación durante el tiempo que dure la obra.

5. Muestreo.

El muestreo deberá ejecutarse tal como se describió en el capítulo anterior, para cada material; sin embargo, en todos los casos las muestras se seleccionarán al azar, se transportarán del sitio de su obtención al laboratorio y se almacenarán de tal modo que no se alteren, golpeen o dañen. Al recibirlas en el laboratorio, se registrarán asentando el nombre de la obra, el número de identificación que se les asigne, el tipo de muestra, el material y/o concepto de obra a que pertenece, el sitio de donde se obtuvo, la fecha del muestreo y las observaciones pertinentes.

6. Pruebas de campo y laboratorio.

Salvo que el proyecto indique lo contrario, las pruebas de campo y laboratorio, que se realicen a los materiales y/o a los conceptos de obra, se ejecutarán conforme a lo establecido en las especificaciones técnicas, en donde se indica que normas se deben cumplir para caso en particular. Algunas de las pruebas a realizar para el control de

calidad, se presentan en la tabla 5.2, las más importantes de ellas fueron expuestas en el capítulo anterior,

Tabla 5.2 Pruebas a realizar para el control de calidad de los materiales.

Actividad	Tipo de prueba a realizar
Acero y estructuras metálicas	<ul style="list-style-type: none">▪ Ensayo de resistencia a la tensión del acero de refuerzo.▪ Pruebas de soldadura
Concreto	<ul style="list-style-type: none">▪ Ensayo de resistencia a la de compresión, a los 7, 14 y 28 días.▪ Diseños de mezcla.▪ Pruebas de revenimiento.
Pruebas a los bloques	<ul style="list-style-type: none">▪ Compresión.
Suelos	<ul style="list-style-type: none">▪ Método de ensayo para relación humedad densidad proctor de comparación▪ Densidad de campo por el método del cono y arena.
Mampostería y piso	<ul style="list-style-type: none">▪ Ensayo de resistencia a la ruptura.
Instalaciones eléctricas	<ul style="list-style-type: none">▪ Prueba de polaridad de los transformadores▪ Prueba de resistividad de la red de tierra▪ Prueba de energizado de tomas y sistema de iluminación

7. Informes de control de calidad.

El Controlador de Calidad elaborará los informes, en los que se presenten, mediante tablas, gráficas, croquis y fotografías, los resultados de las mediciones y pruebas ejecutadas, incluyendo la información necesaria para su interpretación; las cartas de control y los análisis estadísticos realizados; en su caso, las acciones y los tratamientos de los elementos rechazados de cada concepto de trabajo analizado; y el dictamen de calidad. Los informes a elaborar se indican a continuación.

- *Informes diarios.*

Elaborados para cada material y proceso, al término de cada día, que presenten los resultados de las mediciones y pruebas ejecutadas durante el día, señalando aquellos que, en su caso, no cumplan con las especificaciones del proyecto y/o que muestren desviaciones en el proceso de producción o procedimiento de construcción que deban

corregirse inmediatamente para no afectar la calidad, así como las posibles causas de falla y las recomendaciones para corregirlas. Para cada uno de los resultados se indicarán los números de muestra y de pruebas correspondientes, así como el sitio, material, frente, concepto de obra, volumen representado y fecha en que se obtuvo la muestra o se ejecutó la prueba de campo y, en su caso, la fecha en que se realizó la prueba de laboratorio. En cada informe diario se incluirán además el nombre de la obra, el número y la fecha del informe, y el nombre del laboratorista que haya realizado las pruebas, así como el nombre y la firma del controlador de la calidad, quien lo entregará al residente o al superintendente si la obra se ejecuta por contrato, a más tardar el día siguiente de su elaboración. El residente o el superintendente, asentará en el informe la fecha y hora en que lo reciba, así como su firma.

- *Informes mensuales.*

Elaborados al término de cada mes, que contengan como mínimo la descripción escueta de los trabajos de control de calidad ejecutados en el periodo del que se informe; las cartas de control de las mediciones y pruebas realizadas, y los resultados de otros análisis estadísticos efectuados, para cada material, frente y concepto de obra; en su caso, la indicación de los materiales y/o conceptos de obra que fueron rechazados por no cumplir con las especificaciones del proyecto y/o que mostraron desviaciones en el proceso de producción o procedimiento de construcción, señalando las causas de falla y las acciones emprendidas para corregirlas, así como los resultados de su corrección, mismos que anularán los resultados no satisfactorios que provocaron la corrección; el dictamen que certifique que la obra ha sido ejecutada de acuerdo con las características de los materiales, de los equipos de instalación permanente, de los acabados y las tolerancias geométricas, especificadas en el proyecto. Como apéndices se incluirán un informe fotográfico que muestre los aspectos más relevantes del control de calidad y las copias de todos los informes diarios elaborados en ese periodo. Los informes mensuales serán firmados por el controlador de la calidad y por el residente o el superintendente, en cuyo caso el contratista de obra los entregará al supervisor junto con sus estimaciones

- *Informe final.*

Elaborado al cierre de la obra. Contendrá como mínimo los objetivos, alcances y descripción sucinta de los trabajos para el control de calidad ejecutados desde el inicio de la obra; las cartas de control de las mediciones y pruebas realizadas, y los resultados de otros análisis estadísticos efectuados en toda la obra, para cada material, frente y concepto de obra; el dictamen que certifique que la obra se ejecutó de acuerdo con las características de los materiales, de los equipos de instalación permanente, de los acabados y las tolerancias geométricas especificadas en el proyecto. Como apéndice se incluirá un informe fotográfico que muestre los aspectos más relevantes de la obra terminada. El informe final debe ser firmado por el controlador de la calidad y por el residente o el superintendente, en cuyo caso el contratista de obra lo entregará al supervisor junto con su estimación de cierre.

5.2.4 PLAN DE HIGIENE Y SEGURIDAD INDUSTRIAL (PHSI).

El Plan de Higiene y Seguridad Industrial a ser implementado en el proyecto, tiene como objetivo garantizar la seguridad de todas las personas que se encuentren dentro de las instalaciones de la obra. Además, debe implementarse medidas de higiene que permitan a dichas personas trabajar en un ambiente aseado y libre de desordenes que puedan ocasionar enfermedades o accidentes que pongan en riesgo a los trabajadores.

El lugar de trabajo estará adecuadamente señalizado y todos los equipos deben recibir mantenimiento preventivo y correctivo. Al final del PHSI se muestran ejemplos de los rótulos a implementar como parte de la señalización del proyecto.

El PHSI a desarrollar consta de las siguientes tareas.

1. Concientización y capacitación del personal nuevo entrante.

El Controlador de la calidad será el encargado de impartir una capacitación personalizada a los nuevos trabajadores que formarán parte de la mano de obra del Contratista.

En esta capacitación, se explicarán los procedimientos y requisitos a seguir para llevar a cabo el Plan de HSI del Proyecto, dentro de los cuales se encuentran: la limpieza del lugar, el uso de equipo de protección (guantes, cascos, anteojos, protección, auditiva, mascarillas, etc.), el uso de andamios, arneses, etc.

Se establecerán además las medidas a tomar con los trabajadores que incumplan dicho Plan.

2. *Plan de Emergencia.*

En caso de ocurrir emergencias, tales como terremotos, inundaciones, derrumbes, etc. Se podrá tener acceso a un medio de transporte que permita la evacuación del personal. Además, deberá considerarse que el lugar de trabajo tenga puertas de emergencia lo suficientemente anchas para permitir un rápido acceso a la salida.

Será requisito indispensable para el inicio del proyecto que se cuente con un botiquín debidamente equipado con todos los medicamentos necesarios para resolver emergencias menores que no ameriten consulta médica, tales como: heridas de poca gravedad, dolores de cabeza, gripes, dolores de estómago, dolores de cuerpo, etc. El botiquín deberá permanecer en la bodega y los trabajadores tendrán el derecho de solicitar al bodeguero medicamentos contenidos en el mismo cuando lo requieran.

3. *Instalaciones Sanitarias.*

El proyecto contará con las instalaciones sanitarias necesarias que provean a los trabajadores las condiciones de trabajo óptimas para desarrollar sus actividades de higiene y saneamiento.

Existirá un servicio sanitario para la mano de obra y otro para el personal técnico, estos deberán tener sus conexiones de agua potable y de aguas negras debidamente instaladas. Deberán identificarse con un letrero en la entrada de dichas instalaciones.

Los trabajadores tendrán acceso a un bebedero con sus vasos que les permita ingerir el agua requerida para los mismos. Diariamente se designará a un auxiliar para que realice los trabajos de limpieza del bebedero a fin de evitar enfermedades gastrointestinales por falta de higiene.

4. *Equipo de protección personal.*

Será obligación de los trabajadores, portar permanentemente en las horas de trabajo, los siguientes equipos de protección e identificación:

- a) Casco
- b) Zapatos cerrados con suela gruesa y adecuados para construcción (no se permite el uso de ginas)
- c) Camiseta distintiva del contratista.

De acuerdo a las diferentes actividades que se desarrollan en los procesos constructivos de la obra, se requiere el uso de equipo adicional. A continuación, en la tabla 5.3, se detalla el equipo a utilizar de acuerdo a las actividades que se ejecuten.

5. *Señalización.*

Todo el sitio de la obra deberá estar debidamente señalizado, indicando las zonas donde debe utilizarse equipo adicional al de uso normal, los rótulos deberán ser llamativos, de forma tal que todas las personas que ingresen a la zona puedan observarlos y atender el llamado al mismo.

Se proveerán bandas plásticas rotuladas sujetas a una altura apropiada que podría oscilar entre 1.00 m a 1.50 m del nivel del piso según sea el caso.

Las señalizaciones a instalar como requisito indispensable son las siguientes:

- a) Zona de uso de equipo adicional.
- b) Señales de peligro.

Algunas señalizaciones que se deberán usar en el proyecto se ilustran en la figura 5.2.

Tabla 5.3 Uso de equipo de protección personal.

Uso de equipo	Implemento	Actividades que requieren de su uso
Protección para los ojos	Lentes plásticos Caretas para soldadura	<ul style="list-style-type: none"> • Corte de bloques, ladrillos, etc. • Colados de concreto • Trabajos de corte en metales • Pintura • Perforaciones con taladro • Trabajos de corte en madera
Protección para los oídos	Tapones Orejeras	<ul style="list-style-type: none"> • Operador de vibrocompactadora • Operador de pulidora, cortadora industrial • Operador de rotomartillo • Otros equipos que especifiquen el uso de protección auditiva
Protección para los pies	Botas de cubo de acero Botas de hule	<ul style="list-style-type: none"> • Operador de vibrocompactadora • Colados de concreto cuando estén en contacto directo con el mismo • Uso de otro equipo que lo requiera
Protección para las manos	Guantes de cuero	<ul style="list-style-type: none"> • Operador de pulidora y cortadora industrial • Trabajos de carpintería • Traslado de hierro, bloques y ladrillos • Armadura • Construcción de muros de piedra • Instalación de techo
Protección para el sistema respiratorio	Mascarillas para polvo Mascarillas para metal Mascarilla para gases	<ul style="list-style-type: none"> • Cortes de materiales (bloques, ladrillos, pisos, metales, etc.) • Compactaciones • Perforación de agujeros • Demoliciones • Operador de la concretadora 1 bolsa • Traslado de cemento • Otras actividades que lo requieran
Aseguramiento para alturas	Andamios metálicos Plataformas Cuerda de sujeción, Arnés	<ul style="list-style-type: none"> • Instalación de cielo falso • Pintura, repellos, afinados y pulidos • Techos
Protección para el sistema respiratorio	Mascarillas para polvo Mascarillas para metal Mascarilla para gases	<ul style="list-style-type: none"> • Cortes de materiales (bloques, ladrillos, pisos, metales, etc.) • Compactaciones • Perforación de agujeros • Demoliciones • Operador de la concretadora 1 bolsa • Traslado de cemento • Otras actividades que lo requieran

a) Protección de cabeza, ojos, oídos, manos y pies.



b) Señales de peligro



c) Señales de aviso

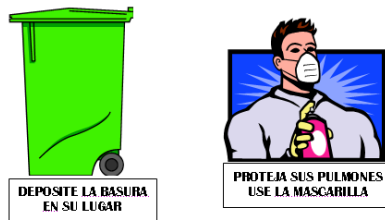


Figura 5.2

Señalizaciones a utilizar en la obra.

6. Protección contra fuego.

- a) Extintores de fuego: El proyecto debe contar obligatoriamente con un extintor que permita la extinción del fuego en caso de sucederse un incendio. La ubicación del extintor será en la bodega y deberá estar en un sitio accesible y colocado de forma tal que permita tomarlo fácilmente. El controlador de la calidad, el Ing. residente, el bodeguero y el maestro de obra deberán conocer la forma de operar dicho elemento.
- b) Contenedores de combustible: Los contenedores de combustible deberán ser plásticos y resistentes a la corrosión del material que contendrán. Se usarán depósitos para gasolina, diesel, aceite, etc. Los contenedores de combustible serán señalizados utilizando colores, así:

- Color rojo: gasolina
- Color negro: diesel

El aceite se adquiere en un depósito que trae incorporada la etiqueta que lo distingue.

La zona donde se encuentre el combustible deberá ser señalizada además para evitar que las personas FUMEN en el lugar.

7. *Protección de actividades de soldadura.*

Las actividades de soldadura deberán ser desarrolladas en una zona estratégica desde el punto de vista de seguridad industrial, es decir, se deberá ubicar este frente de trabajo alejado de los combustibles y del paso de las personas, se deberá señalar la zona indicando que no es permitido el paso a personas no autorizadas.

Las personas que desarrollen las actividades de soldadura, deberán usar la protección de cabeza, ojos, manos y pies que se ha indicado anteriormente, de esta forma se podrá evitar riesgos de quemaduras, choques eléctricos, lesiones en los ojos e irritación en los pulmones.

Como es conocido, parte del equipo de mecánica de obra de banco, la componen las extensiones para transmitir electricidad, este tipo de conexiones deberán ser instaladas adecuadamente.

8. *Electricidad.*

Los cables, los aparatos, las máquinas y los equipos eléctricos, pueden ser peligrosos. Pueden provocar incendios y explosiones, una sola chispa puede iniciar un incendio en un lugar donde haya madera, papel o algunos químicos; la electricidad puede producir quemaduras, o hasta la muerte dependiendo de la intensidad del contacto, a esto se adiciona que cuando las personas se encuentran a alturas considerables y reciben choques eléctricos, pueden recibir contracciones de músculos y sufrir caídas y golpes fuertes.

Para la ejecución del proyecto se deberán realizar las instalaciones eléctricas temporales, estas deben cumplir con los siguientes requisitos para garantizar la seguridad de los trabajadores y del proyecto mismo:

- a) La instalación eléctrica provisional debe ser supervisada por un electricista especializado que asesore al contratista sobre la garantía en la seguridad de las mismas.
- b) Mantener libre el acceso al tablero general de las instalaciones temporales y a las cajas de conexión.
- c) Los materiales inflamables deben ubicarse lejos de fuentes de calor eléctrico y de luces.
- d) Todas las conexiones que se generen para conectar equipo eléctrico deben estar debidamente polarizadas a tierra.
- e) Todos los cables de la conexión deben estar aislados
- f) Los enchufes no deben estar quebrados
- g) Todas las cajas de conexión deben estar con su tapadera
- h) No deben haber tomacorrientes en zonas húmedas.
- i) Se deberán utilizar fusibles, interruptores de circuitos para protección de fallas conectado a tierra para cortar la energía durante una sobrecarga de circuito o un corto circuito.
- j) No usar aparatos o equipos eléctricos mientras se está en contacto con metales u objetos mojados.
- k) Desenchufar la maquinaria antes de realizar operaciones de limpieza o reparaciones.
- l) Mantener limpios los equipos y maquinaria eléctrica.
- m) Asegurarse que todos los equipos eléctricos están correctamente puestos a tierra.
- n) Enchufar herramientas a tomacorrientes dotados de interruptores de circuito por fallo a tierra.
- o) Utilizar la herramienta con el fin para el cual fue diseñada.
- p) Los operadores de las herramientas deberán ser personas capacitadas para su uso.
- q) Revisar las herramientas antes de utilizarlas y repararlas de ser necesario.

- r) Asegurar las herramientas contra caídas cuando se utiliza en altura, esto evitará accidentes.
- s) Utilizar el equipo de protección que especifican los fabricantes de las herramientas.

5.3 PLANEAMIENTO DE LA OBRA.

Gran parte del éxito de una construcción radica en la etapa de planeamiento de la disposición de la obra, previa a su ejecución, la cual contempla varias fases:

1. Inspección técnica del lote.

Busca asegurar que las características del terreno y del suelo son las adecuadas para el tipo de obra.

2. Generación del anteproyecto y del proyecto arquitectónico.

Se deberán realizar bajo la supervisión permanente del equipo técnico conformado por: El diseñador estructural, el ingeniero de suelos, el director de la obra, el encargado de las instalaciones de servicios y el equipo de arquitectos.

3. Revisión y coordinación de planos y especificaciones.

Mediante esta actividad se coordinan todos los elementos que harán parte de la obra, desde la etapa de diseño, para la cual se deben considerar las siguientes recomendaciones:

- a. Usar los mismos sistemas de referencia y de unidades al acotar los planos estructurales y arquitectónicos.
- b. Entregar, al inicio de la obra, planos completos, incluyendo detalles constructivos, y las especificaciones de materiales y de procesos constructivos, cuando sea necesario.
- c. Revisar todos los planos y especificaciones para que no les falte información o se presenten inconsistencias dimensionales, de especificaciones, etc.; para evitar contratiempos en el momento de ejecutar las actividades.

4. Cálculo de las cantidades de obra.

Con estas se puede elaborar la programación, basada en los rendimientos de mano de obra, y posteriormente un programa de recursos, para poder organizar el control de suministros de la obra.

5.3.1 ORGANIZACIÓN FÍSICA.

Una de las primeras obligaciones de un residente, al asumir la responsabilidad del comienzo de una obra, es preparar una distribución de los componentes de la misma para poder ejecutar el proyecto. En esta distribución se debe tener en cuenta: el área disponible para oficinas, bodegas o almacenes, patios de materiales, equipos (en especial los de transporte vertical incluyendo su espacio de operación), recepción de materiales producción o recepción del concreto, campamentos de trabajadores, banco de figuración del acero de refuerzo, deposito para el almacenamiento de escombros, etc. Esta distribución puede variar según el área de terreno, como ejemplo puede tomarse la distribución que se muestra en la figura 5.3.

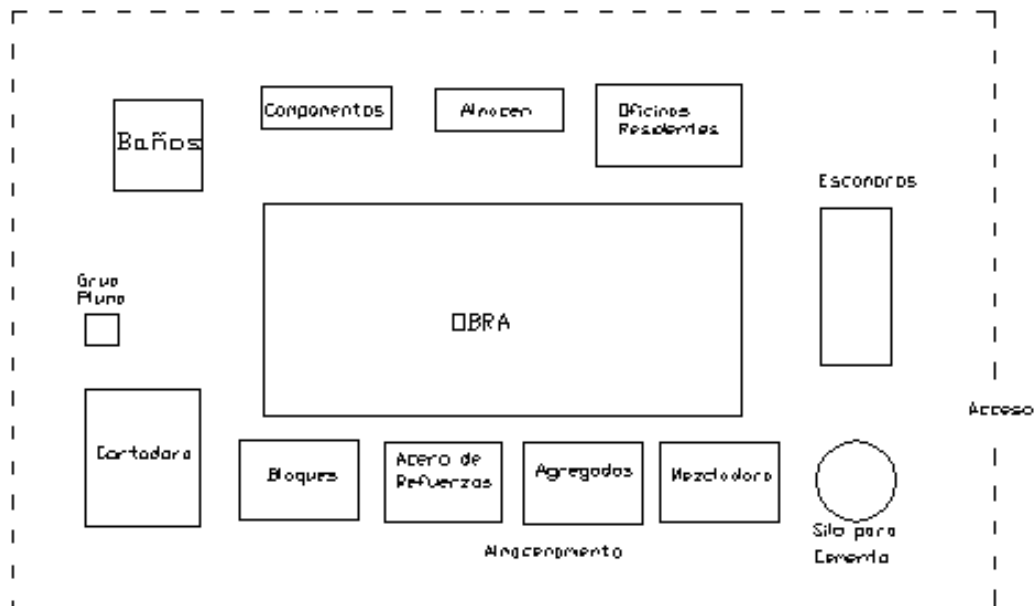


Figura 5.3

Organización física de la obra.

Es fundamental poder contar con un sistema rápido y fácil de recepción de materiales, con espacio suficiente para el acceso de vehículos y personas, de manera que las entregas se puedan hacer de manera segura y se ajusten a los controles para entrega o descarga de materiales.

Al preparar dicha distribución, el residente de la obra debe acomodar las áreas de almacenamiento de manera que se reduzca al mínimo el tiempo de transporte de los materiales dentro de la obra, hasta el lugar de su utilización, preferiblemente sin tener que cambiar dicha distribución durante la ejecución del proyecto.

5.3.2 ALMACENAMIENTO DE MATERIALES.

El almacenamiento de los materiales previo a la construcción es fundamental para el comportamiento y apariencia de la mampostería terminada. Procedimientos inapropiados pueden resultar en daños físicos a las unidades y accesorios, o en contaminación o degradación de los ingredientes del mortero y grout. Por tal razón, en los siguientes apartados, se describirá en forma general algunos aspectos a considerar para el almacenamiento de los materiales.

5.3.2.1 Bloques.

El lugar de recepción y almacenamiento de los bloques de concreto, en obra, debe ser amplio, tener fácil acceso tanto desde el exterior como desde las edificaciones y tener un piso firme, limpio y nivelado.

Como se expuso en el capítulo anterior, no se deben recibir piezas de bloque con rebabas de material, despostilladas más de 6 mm, fisuradas, húmedas, sucias o con incrustaciones.

Los bloques se deben proteger del contacto con la humedad del suelo, de la lluvia y del sol, por lo que se deben de cubrir con plástico y colocar sobre tarimas de madera, tal como lo indica la figura 5.4.

Se recomienda, almacenar los bloques, en pilas no mayores de 8 hiladas sobre una superficie horizontal para una distribución uniforme del peso y colocarlos trabados, en los dos sentidos horizontales alternando cada hilada para garantizar estabilidad en la colocación y almacenamiento (ver figura 5.5).

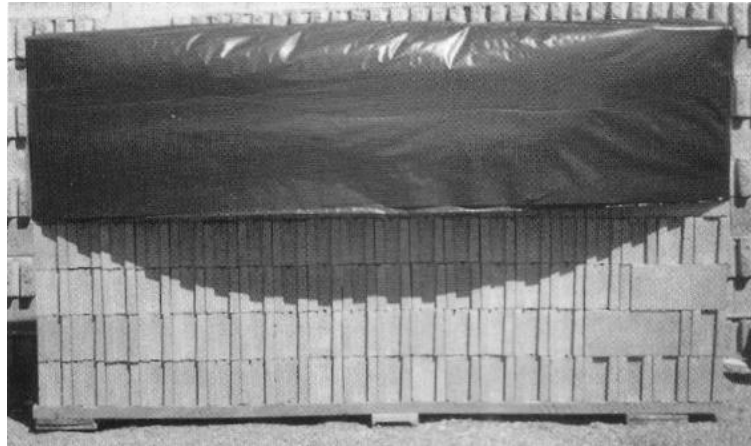


Figura 5.4

Almacenamiento de los bloques en la obra.



COLOCARLOS ORDENADOS



EVITAR COLOCARLO ASI

Figura 5.5

Forma correcta e incorrecta de colocar los bloques.

5.3.2.2 Agregados.

Para el almacenamiento temporal de los agregados finos y gruesos, y de los escombros resultantes de la obra, se deben construir unos cajones, como los mostrados en la figura

5.6, que confinen los materiales, para evitar su dispersión y arrastre por aguas lluvias y de escorrentía.

La grava y la arena deben almacenarse de tal forma que no se mezclen ni se contaminen. El piso debe estar pavimentado, o en su defecto, poner tabloncillos sobre el suelo o dejar sin remover una capa de varios centímetros. De todas maneras, debe nivelarse y apisonarse el terreno.

Las pilas sucesivas se deben distinguir, de tal forma que se deben emplear por separado y no mezclarlas. El manejo excesivo causa segregación.

No se debe permitir que el agregado caiga de tal altura que se segregue. Si la altura

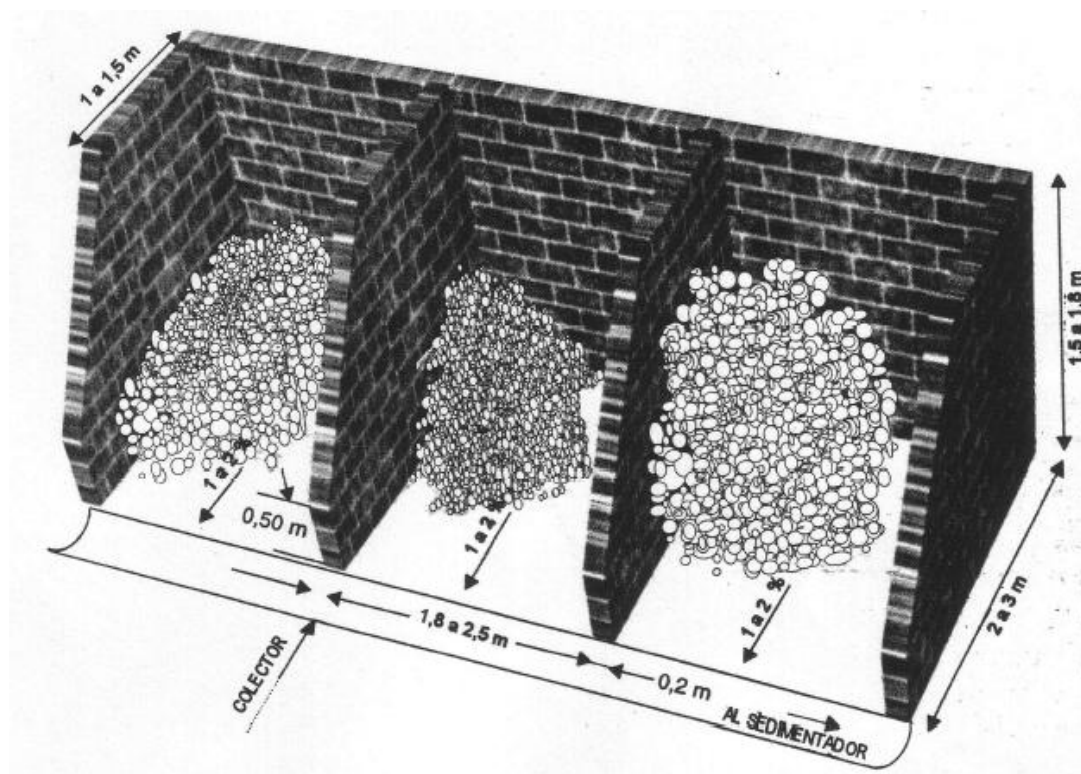


Figura 5.6

Almacenamiento de los agregados en la obra.

5.3.2.3 Materiales cementantes.

El cemento o cal en sacos, se debe almacenar en un lugar cubierto, seco y ventilado, sobre una tarima de madera, apilando las bolsas unas sobre otras con un máximo de 14

bolsas, si se va a guardar poco tiempo y de 7 bolsas, si será más de 2 meses (ver figura 5.7).

Si se almacena al aire libre, se tendrá que usar un entarimado más alto y cubrir las bolsas con plástico para protegerlas de la humedad y la lluvia.

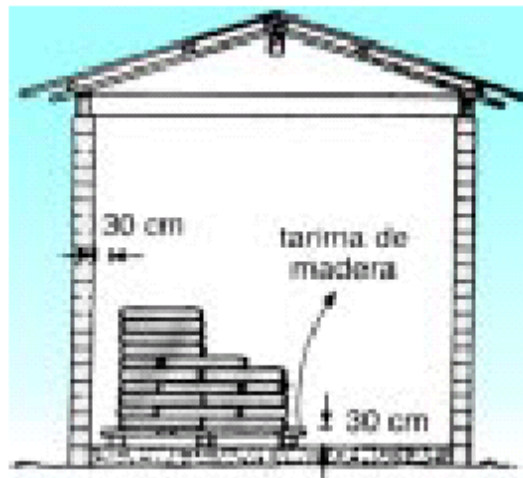


Figura 5.7

Almacenamiento de los cementantes en la obra.

Si se almacena en silos, se debe de disponer de un lugar de fácil acceso para extraer el cemento y se debe de programar la rotación de su uso, cuando se tengan varios silos.

El cemento se hace viejo, esto es, se hidrata en ambientes húmedos, lo que provoca un fraguado parcial. Por lo que se recomienda emplear siempre el cemento más viejo y desechar el cemento endurecido.

No se recomienda la compra de cemento a granel, a menos que se cuente con un control estricto del mismo, ó que éste sea empleado dentro de una planta productora de mortero o tabique. El silo donde se almacene debe ser de paredes lisas y de forma de cono truncado para permitir su remoción.

El consumo de cemento, cuando se controla bien en inventarios, nos da un índice de calidad y cantidad de mortero empleado en la obra.

Siempre será deseable la dosificación para obras masivas en Laboratorio, lo que trae consigo ahorro en el costo de la mezcla.

5.3.2.4 Aditivos.

El almacenamiento de los aditivos u otros productos químicos, como pigmentos, masillas, impermeabilizantes, hidrófugos, etc., se deben hacer en su empaque original, bien cerrado, ya que estos vengan líquidos (empacados en recipientes), o en polvo (empacados en sacos).

El almacenamiento se debe hacer en un lugar fresco y seco, bajo techo, y se debe vigilar la fecha de vencimiento.

5.3.2.5 Acero de refuerzo.

El lugar del almacenaje debe estar limpio. No es necesario que se haga bajo techo pero si donde no se contamine.

Para el almacenamiento del acero de refuerzo, se recomienda colocarlo en estantes y así evitar el contacto, en especial con grasas y aceites, prevenir daños como doblado, torcido, escamas, y cualquier daño en la superficie que afecten posteriormente la adherencia del mismo al concreto, tal como se observa en la figura 5.8.

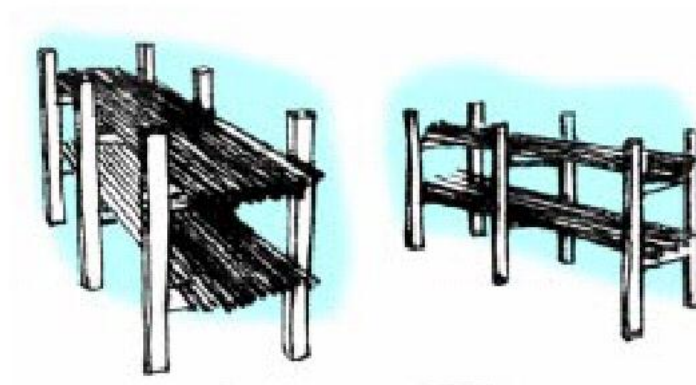


Figura 5.8

Almacenamiento del acero de refuerzo en la obra.

Se recomienda agrupar varias barras y amarrarlas, por lo menos en tres puntos, para evitar el doblado y torcido, cuando se realiza el transporte.

Se debe además planear bien el lugar para el corte y doblado del acero. La enderezadora para el acero, debe tener el espacio suficiente para producir las varillas con las longitudes requeridas. En resumen, en la tabla 5.4 se describe la forma correcta de

almacenaje y transporte de los materiales mencionados anteriormente y otros que no han sido considerados.

Tabla 5.4 Requerimientos de almacenaje y transporte de materiales.

Material	Forma de almacenamiento	Transporte
Cemento	<p>Deberá almacenarse en una zona seca y que no esté expuesta a filtraciones de humedad.</p> <p>Se instalará sobre tarimas separadas 10 cm del terreno y deberá apilarse como máximo en 10 bolsas por columna apilada.</p> <p>Se deberá utilizar el método PEPS de control de inventario (Primeras Entradas Primeras Salidas) para el uso del cemento en el Proyecto.</p> <p>No se permitirá que el cemento se encuentre almacenado en el proyecto por un período mayor de un mes.</p>	<p>Deberá transportarse cubierto y protegido de la humedad, bajo ninguna circunstancia se deberá aceptar bolsas de cemento rotas o humedecidas ya que esto no garantiza la calidad del producto.</p>
Pétreos	<p>Todos los pétreos podrán ser almacenados en el terreno de trabajo, siempre y cuando no se coloquen en contacto directo con el terreno a fin de evitar su contaminación.</p> <p>Para ello podrá disponerse de plásticos que aislen los materiales del terreno, de igual forma, se deberá proteger dichos materiales con plásticos que los cubran de la lluvia y el polvo (en la parte superior del montículo).</p>	<p>Se transportarán en camiones que deberán portar toldos impermeables para evitar en casos de lluvia la saturación de los materiales y para protegerlos de la contaminación del polvo</p>
Hierro y materiales metálicos	<p>El hierro deberá conservarse levantado del suelo y alejado de toda fuente de humedad que pueda acelerar su corrosión.</p> <p>No se podrá almacenar el hierro o cualquier material metálico a la intemperie</p>	<p>Deberán transportarse estos materiales de forma tal que se evite el contacto con la humedad</p>
Tubería PVC	<p>La tubería PVC no podrá estar expuesta a la acción directa del SOL, ya que esta condición produce el efecto de cristalización, lo que redundará en la disminución de su resistencia de diseño.</p>	<p>Se deberá transportar en camiones que permitan el completo apoyo de la superficie evitando así deformaciones en los mismos.</p>
Bloques	<p>Los bloques deberán almacenarse al igual que los pétreos, alejados de la acción del suelo, deberá evitarse ante todo la contaminación con suciedad a los mismos.</p> <p>De igual forma, no se podrán exponer a la humedad, por lo que deberá evitarse que se mojen. El controlador de la calidad no deberá permitir bajo ninguna circunstancia, que los obreros instalen bloques húmedos y/o sucios.</p> <p>Los bloques de concreto deben apilarse verticalmente hasta una altura máxima de 1.60 m (8 hiladas) sobre una superficie vertical.</p>	<p>Deberá garantizarse con el transporte de los bloques, el humedecimiento de los mismos y la contaminación con el polvo u otro material que afecte su calidad.</p>
Ladrillo de piso	<p>Se deben conservar en un lugar limpio y bajo la sombra</p> <p>No se permite el almacenamiento de ladrillo de piso en contacto directo con el sol ya que la acción del sol produce grietas y deformaciones en los mismos.</p> <p>Al igual que los bloques, el ladrillo de piso debe estar libre de suciedad para proceder al pegamento de los mismos.</p>	<p>Se deberá transportar de forma que se apoye uno de sus lados (en forma vertical), se deberán disponer en parejas que tengan como área de contacto la cara vista del ladrillo.</p>

5.4 PROCESO CONSTRUCTIVO.

Es el conjunto de actividades o pasos lógicos para cumplir uno o más objetivos finales, obtener un resultado concreto, utilizando fuerza de trabajo mediante herramientas apropiadas equipos y mano de obra calificada; por ejemplo en proyectos, obras parciales o totales. Para transformar materia prima, el medio espacial o el ambiente.

Previo al proceso constructivo de una vivienda, se debe realizar una serie de actividades, entre las cuales se encuentran.

5.4.1 ACTIVIDADES PRELIMINARES.

Son todas las actividades que deben realizarse, antes de iniciar la construcción de cualquier estructura utilizando bloques de concreto, con el objeto de revisar toda la información y preparar todo lo que se ocupará en el proceso constructivo. A continuación se presenta un listado de ellas:

- Verificar que toda la información se encuentre en la obra (planos estructurales, arquitectónicos, hidráulicos y eléctricos), y que no exista ninguna incongruencia de la ubicación del acero de refuerzo con los ductos.
- Tener listos los diseños de mezclas para los morteros y concreto fluido “grout”.
- Verificar los detalles de refuerzo de las aberturas de ventanas y puertas.
- Verificar la ubicación de las varillas de refuerzo.
- Verificar la modulación del bloque.
- Verificar la ubicación de las juntas de control.
- Verificar la ubicación de los bloques donde se colocarán salidas o tomas de servicios hidráulicos y eléctricos.
- Prever la ubicación de los bloques que vayan a llevar ventanas de registro.
- Preparar el cronograma de recursos físicos y humanos, y la programación de obra.

5.4.2 LIMPIEZA INICIAL DEL TERRENO.

Para poder iniciar los trabajos del trazo de la vivienda, será necesario limpiar el terreno de la siguiente forma.

- Quitar y/o proteger árboles que lleguen a estorbar el proyecto así como extraer las raíces.
- Remover rocas si es necesario.
- Retirar cimentaciones antiguas.
- Desmontar los arbustos o maleza que estorbe en la construcción de la vivienda.

5.4.3 NIVELACIÓN.

Debido a que cada vez es más común la construcción de unidades habitacionales en terrenos altamente comprensibles, es necesario un control de la nivelación del mismo, desde antes del inicio de la construcción.

Adicionalmente, se debe considerar la separación o unión de cimentaciones, el trabajo en conjunto de macromanzanas (conjunto de edificios o grupo de casas conglomeradas en un solo bloque) e incluso el normar el orden de construcción de edificios dentro de un conjunto.

5.4.3.1 Puntos de referencia.

Se deben instalar al menos tres bancos de nivel superficiales, con referencias entre ellos.

En caso de requerirse aislar el hundimiento regional, se debe instalar un banco de nivel profundo.

Los bancos deben estar en lugares debidamente protegidos.

Deberán marcarse los puntos de nivelación en la periferia e interior de los edificios y banquetas.

Para la revisión de desplomes, se deben colocar ménsulas en la parte alta de los edificios, así como escuadras entre ellos para medir separación.

5.4.3.2 Nivelaciones.

Deberán efectuarse periódicamente y compararas contra las previstas en el informe de mecánica de suelos.

Al inicio de obra, deberán hacerse semanalmente así como al inicio de época de lluvias.

Es conveniente que se realicen a la misma hora, de preferencia temprano en la mañana, para evitar errores por reverberación por el calor.

5.4.4 CORTE DE BLOQUES.

Los cortes de bloque se realizan para hacer ventanas de inspección, cajas para instalaciones eléctricas e hidráulicas o para generar unidades con forma especial.

Las ventanas de inspección, estarán ubicadas en la primera hilada y donde se lleve refuerzo vertical y sus dimensiones serán de 7.5 cm x 10 cm (3" x 4"), tal como se observa en la figura 5.9.

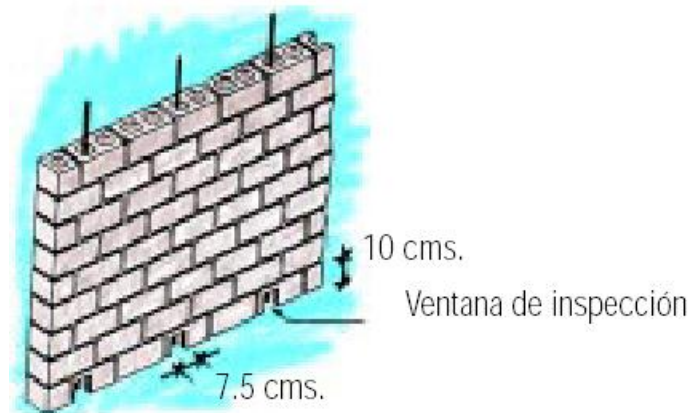


Figura 5.9

Dimensiones de los huecos para ventanas de inspección.

Los cortes se efectuarán utilizando una cortadora de bloque, así se garantiza un trabajo preciso y aprovechamiento máximo del mismo.

La cortadora para los bloques, como la que se muestra en la figura 5.10, se deberá ubicar en un lugar con suministro de agua limpia y un sistema de sedimentación y de desagüe para el agua usada. Este lugar deberá estar cercano al almacenamiento de los bloques o se debe de disponer, cerca de ella, de un espacio suficiente para almacenar los bloques a cortar y almacenarlos ya cortados.

Los cortes deberán efectuarse con bastante anticipación, para que al momento de utilizar los bloques, éstos se encuentren secos.



Figura 5.10

Cortadora de bloques.



Figura 5.11

Corte de bloques para ventanas de inspección.

5.4.5 COLOCACIÓN DE TUBERÍAS Y DUCTOS.

Las instalaciones eléctricas e hidráulicas, son las especialidades de obra que interactúan en el proceso de una obra de manera significativa, es por ello que hay que tomar en cuenta tanto las interfaces como las interferencias que se puedan suscitar tanto en la disposición especial de los diversos componentes como en la coordinación de los trabajos durante el proceso de ejecución.

El Código ACI 530-02 Artículo 1.15.2 especifica claramente que las tuberías y ductos eléctricos alojados en el interior de las paredes de cualquier material que se vayan a

alojar en la mampostería deberán ser compatibles con la misma y deberán cumplir los siguientes requisitos:

- No afectaran su resistencia estructural.
- El diseño deberá considerar los efectos estructurales que resulten por la remoción de la mampostería para alojar los tubos.
- Los tubos y camisas alojados en la mampostería no estarán ubicados a una distancia entre si menor de 3 diámetros de su centro.
- El área máxima de tubos o camisas verticales alojados en columnas, pilastras o mochetas de mampostería no ocuparan más del 2% de la sección neta del elemento.
- No se alojaran tubos en la mampostería cuando:
 - 1) Contengan gas licuado o vapores a temperaturas mayores a 66 °C.
 - 2) Tengan una presión igual a 379 Kpa.
 - 3) Contengan agua u otros líquidos sujetos a congelación.

Los ductos eléctricos e hidráulicos deben ser colocados antes del pegamento del bloque, cuando se estén construyendo las fundaciones, teniendo el cuidado de colocar los ductos en las celdas que no van a tener refuerzo vertical e inyección de “grout”. La correcta colocación de los ductos al interior de la pared, se presenta en la figura 5.12.

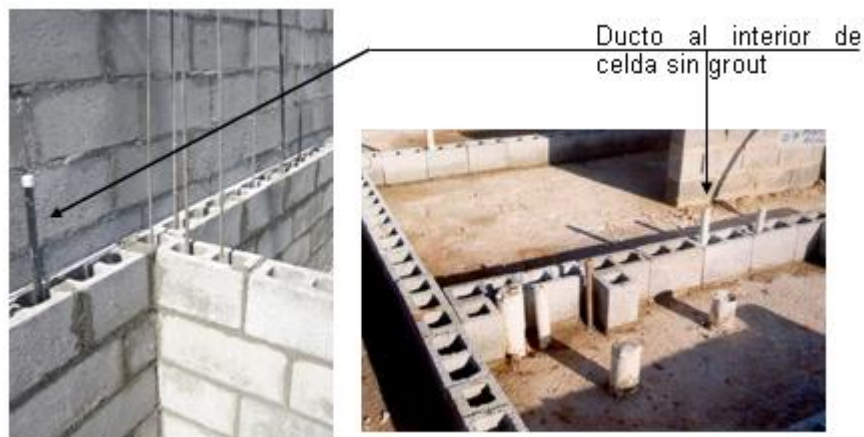


Figura 5.12

Colocación de ductos al interior de la pared.

Es inadecuado, perforar las paredes para introducir las instalaciones (véase figura 5.13), pues se rompen las paredes que funcionan como elementos estructurales, creando planos debilitados que limitan la resistencia de la pared y generan fisuras.



Figura 5.13

Colocación inadecuada de los ductos en la pared.

En el caso de soleras de fundación, también se ubicarán las instalaciones eléctricas e hidráulicas donde correspondan antes del colado de la solera.



Figura 5.14

caja para instalación eléctrica.

5.4.6 IDENTIFICACIÓN Y DEFINICION DE JUNTAS DE CONTROL.

Una junta de control es usada en la construcción de mampostería de concreto para crear una separación vertical, que controla la ubicación de grietas producidas por la contracción de la mampostería de concreto. Las juntas de control son usadas en conjunto

con las juntas de refuerzo, o la flexión de vigas, o ambos, para controlar el agrietamiento de la mampostería de concreto. Las juntas de control están orientadas verticalmente y deben ser diseñadas de modo que la función estructural de la mampostería de concreto no sea afectada.

La cantidad y el tipo de estas juntas dependen del tamaño y la configuración de la estructura, de las propiedades de la mampostería de concreto, el tipo de pared y grado de confinamiento lateral.

5.4.6.1 Ubicación de las juntas de Control.

Las diferentes reglas para la ubicación de las juntas de control han sido desarrolladas en base a la experiencia y probablemente seguirán refinándose. Puesto que son muchos los patrones posibles de paredes y las particiones con aberturas para puertas, ventanas, y ductos, algún juicio debe ser usado en determinar dónde deberían estar construidas las juntas.

Las recomendaciones de ACI para espaciar las juntas de control están dadas en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Máximo espaciamiento de las juntas de control⁸⁴.

Espaciamiento recomendado entre juntas de control	Espaciamiento vertical del refuerzo en las juntas			
	Ninguno	60 cm	40 cm	20 cm
Relación de longitud a altura l/h	2.0	2.5	3.0	4.0
Longitud en metros	12	13.71	15.24	18.29

Las juntas de control, según lo expresa en los comentarios, La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, deben estar localizadas en los siguientes puntos de debilidad o de altas concentraciones de esfuerzos.

- En los cambios de espesor de las paredes. (Ver figura 5.15a)
- En los cambios sustanciales de altura de la pared. (Ver figura 5.15b)
- En las juntas de control de la cimentación, techo o piso.

⁸⁴ Randall, F. A. “Concrete Masonry Handbook for Architects, Engineers, Builders”.

Criterios de ubicación de juntas de control según PCA:

- Las juntas también deben ser localizadas en los puntos donde exista mayor concentración de esfuerzos o puntos débiles.
- En uno o ambos lados de aberturas de puertas y ventanas, a menos que otra medida de control de grietas haya sido utilizado como refuerzos horizontales o vigas de amarre.

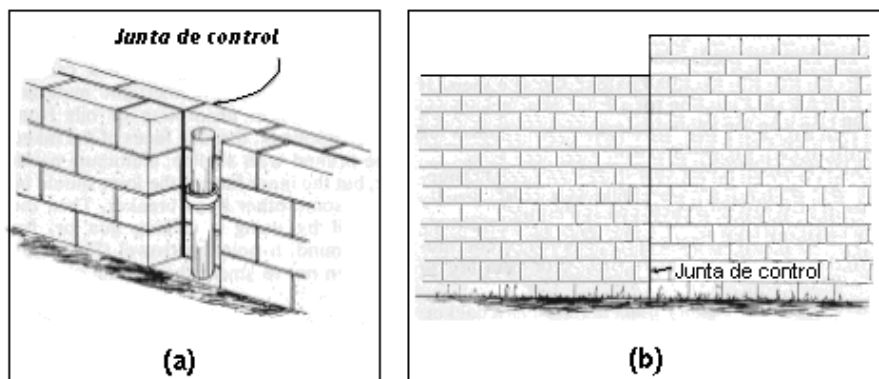


Figura 5.15

Ubicación de las juntas de control.

En aberturas menores de 1.80 m solo se requiere una junta de control a un lado, pero si la abertura excede los 1.80 m, deberán colocarse juntas a ambos lados de la abertura.

ACI recomienda que la ubicación de las juntas en áreas con movimientos sísmicos, sea de 15 m como máximo y la distancia de con respecto a una esquina de 7 m. Una junta de control entre dos ventanas debe ser evitada, ya que no funcionará adecuadamente (ver figura 5.16).

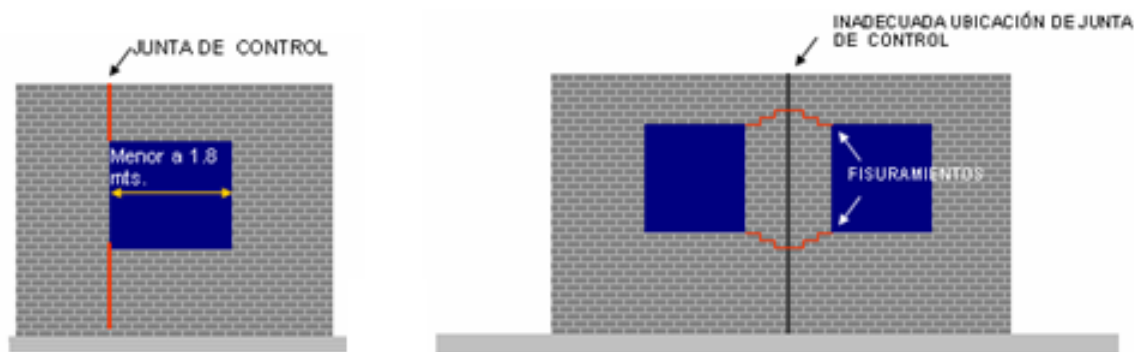


Figura 5.16

Ubicación de juntas de control en aberturas.

5.4.6.2 Tipos de juntas de control.

a) Juntas rígidas.

Las juntas rígidas (juntas de contracción o de control), se usan no para prevenir la fisuración sino para controlar la localización y forma de las fisuras debidas al encogimiento de la mampostería.

Su construcción se hace llenando con mortero el espacio vacío entre las salientes de los extremos cóncavos de los dos bloques que conforman la junta, previa colocación de una franja de papel o un material similar en uno de los extremos, que prevenga la adherencia del mortero en uno de los bloques.

El mortero se encoge un poco, separándose del papel a medida que se seca, con lo que se genera el espacio para la expansión térmica de la mampostería de concreto. El concreto endurecido colocado entre las salientes debe resistir las cargas laterales a modo de llave. Entre estos tipos de juntas encontramos:

- Tipo Z

La barra en forma de “Z” es un tipo de juntas de control que amarra las unidades en la junta, proporcionando estabilidad lateral.

La barra en forma de Z se coloca a través de la junta y se aplicara el mortero solo en las caras del bloque, como se muestra en la figura 5.17.

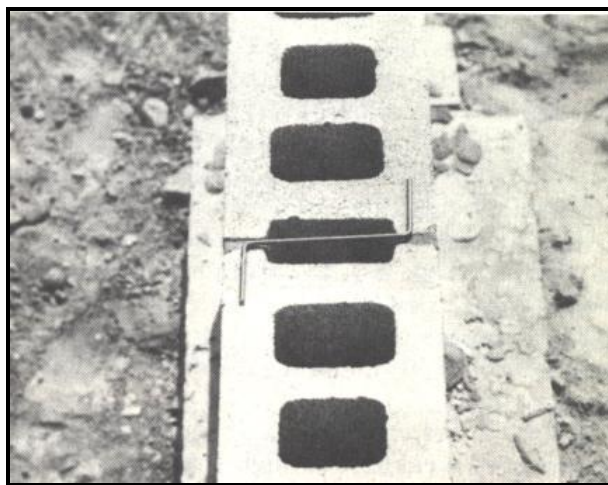


Figura 5.17

Barra en forma de “Z” para juntas de control.

b) Juntas flexibles.

Las juntas flexibles (de expansión, de aislamiento o juntas blandas), se usan par permitir la expansión de la mampostería y el movimiento diferencial entre los diversos materiales o elementos constructivos.

Las juntas flexibles son interrupciones completas en la sección de la pared, por lo cual es necesario cerrar la comunicación entre ambos lados de la pared y hacerlas impermeables cuando están en fachadas. Para esto se debe colocar un material blando comprensible que sirva de lleno y de soporte para colocar, posteriormente, una masilla elastoplástica o un elemento sellante preformado de unos 20 mm de profundidad en todo el ancho de la junta, tal como se ilustra en la figura 5.18.

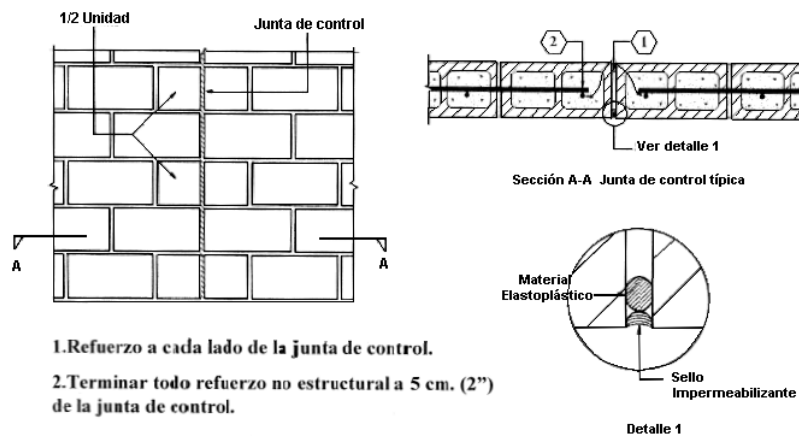


Figura 5.18

Juntas de control flexibles.

5.4.7 FUNDACIONES.

La construcción de cualquier estructura, incluyendo las viviendas, inicia su proceso constructivo a partir de la fundación. Esto la convierte en una de las etapas más importantes dentro de la edificación de una obra, pues constituye el elemento de soporte encargado de transmitir las cargas al suelo. Es por ello que deben de respetarse las indicaciones dadas en los planos y especificaciones del proyecto.

Para el caso en estudio, el tipo de cimentación que se ha considerado para la vivienda es la conformada por soleras de fundación, por ser las más usuales en las viviendas de nuestro país.

El proceso constructivo de la solera de fundación se describe a continuación.

1. Verificar el trazo de la cimentación y la orientación de la vivienda. El trazo, consiste en pasar las medidas del plano al lote en tamaño real, debe realizarse teniendo en cuenta los siguientes aspectos:
 - Revisar la ubicación de los linderos.
 - Marcar los cruces de las paredes o sus ejes.
 - Ubicar las niveletas de replanteo, y
 - Definir el ancho de la excavación para los cimientos.

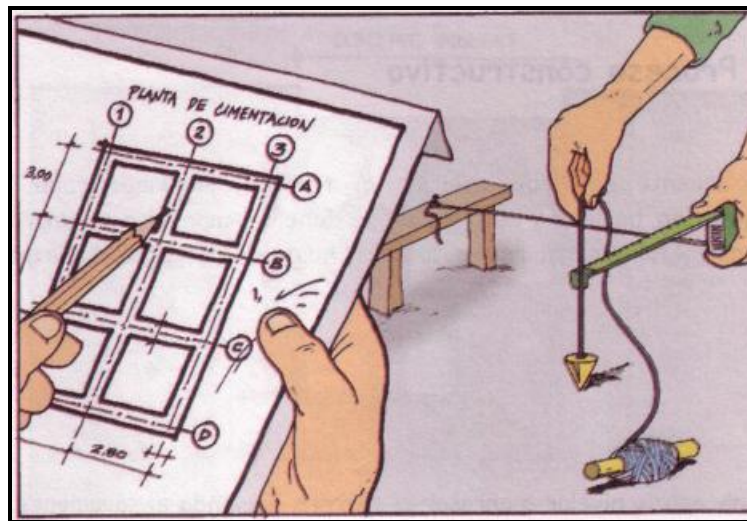


Figura 5.19

Trazo de la cimentación.

2. A continuación, se debe realizar la excavación, tal como se muestra en la figura 5.20, cumpliendo los requisitos de localización, dimensiones, forma, compactación y humedad, establecida en los planos de diseño y según el replanteo en donde se van a levantar las paredes. La subrasante debe estar adecuadamente compactada, además, se debe evitar el encharcamiento de las excavaciones donde se construye la cimentación.

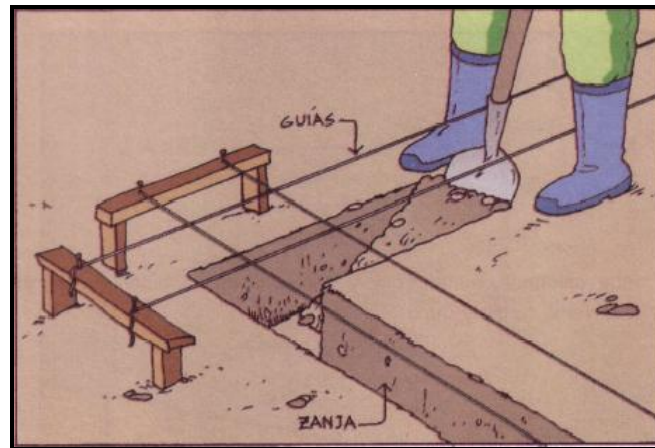


Figura 5.20

Excavación de la zanja para la fundación.

Para verificar que el grado de compactación sea la especificada en los planos, se puede realizar la prueba de densidad de campo ASTM D 1556 (método del cono de arena)⁸⁵. El propósito del ensayo es para el control de compactación de las capas de suelo en el campo al momento de compactar de acuerdo a la densidad máxima obtenida en el ensayo de compactación en el laboratorio.

Para la realización del ensayo se siguen los siguientes pasos:

- 2.1. Se prepara la superficie del suelo a ensayar de modo que quede a nivel. Se puede profundizar de 5 a 10 cm, en un área igual a la placa de base (ver figura 5.21).
- 2.2. Se asienta la placa sobre la superficie del suelo preparada y se fija con los clavos de 4" en sus lados, es importante que la placa base no se mueva.
- 2.3. Se excava un agujero para el ensayo, con un diámetro igual al del agujero de la placa base, se trata de formar un hueco con paredes verticales y lo más regular que se pueda.

⁸⁵ La arena utilizada para la realización de este ensayo, se le conoce como arena de Ottawa, y es aquella que pasa la malla N° 20 y se retiene en la N° 30 (En el país se utiliza la arena de la playa los Cobanos). Para mayor información de este y otros ensayos referirse al trabajo de graduación, "Guía para Pruebas de Suelo que se Realizan en Campo y en Laboratorio, Aplicadas en Obras de Ingeniería Civil". UES.1993.

- 2.4. Se coloca todo el suelo removido en una bolsa plástica, evitando pérdidas de suelo. Utilizar la brocha para recoger la mayor parte de suelo posible (suelo excavado); cerrar la bolsa inmediatamente, para evitar pérdidas de humedad.
- 2.5. Con la válvula cerrada, voltear boca abajo el aparato del cono de arena sobre la base y abrir la válvula. Cuando la arena deje de caer en el agujero, se debe cerrar la válvula y levantar el conjunto.
- 2.6. Recuperar tanta arena del hueco y de la base, como sea posible y colocarla en otra bolsa.

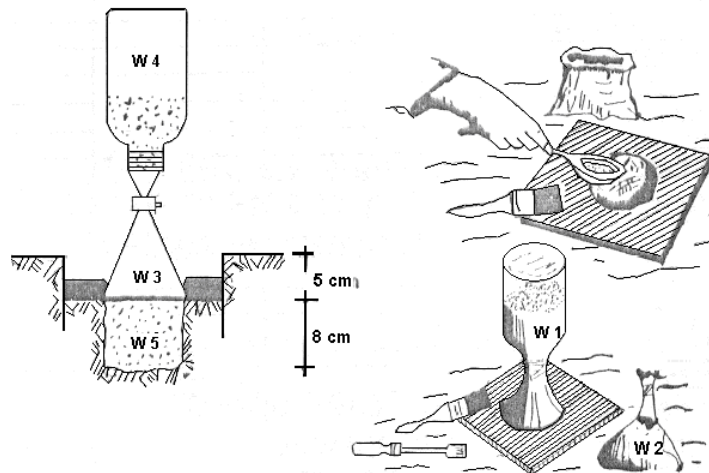


Figura 5.21

Equipo de campo para la determinación de la densidad "in-situ"

- 2.7 El primer paso a seguir para obtener el porcentaje de compactación, es el cálculo de la densidad del suelo en condiciones húmedas, el cual no es nada más que (haciendo referencia a la figura 5.21) la relación entre el peso del suelo extraído y el volumen del agujero ($d_{húmeda} = W_2/V_a$), en donde el volumen del agujero se obtiene fácilmente dividiendo el peso de la arena dentro del agujero entre el peso volumétrico de esta (W_5/γ_{arena}), es decir:

$$V_a = \frac{W_5}{\gamma_{arena}} = \frac{W_1 - W_4 - W_3}{\gamma_{arena}}$$

Donde:

W_5 : Peso de la arena contenida en el hueco.

W_1 : Peso del frasco lleno de arena más cono.

W_4 : Peso del frasco más cono con lo que quedó de arena.

W_3 : Peso de la arena contenida en el cono.

2.8. Conociendo el peso volumétrico húmedo y el contenido de humedad del suelo, la

$$\text{densidad del suelo seca se calcula como: } d_{\text{seca}} = \frac{h_{\text{húmeda}}}{1 + w}$$

Donde:

d_{seca} : Densidad seca o peso volumétrico seco.

$d_{\text{húmeda}}$: Densidad húmeda o peso volumétrico húmedo.

w : Contenido de humedad ($w\%$ / 100).

Finalmente, el grado de compactación se obtiene de la relación entre el peso volumétrico seco y el peso volumétrico seco máximo obtenido del ensayo de compactación.

$$\text{Grado de compactación} = \frac{d_{\text{seco}}}{d_{\text{max}}} \times 100$$

3. Luego de haber chequeado las condiciones del suelo, se debe interpretar el plano estructural. En éste se puede ver: dimensiones, localización de armadura y sus diámetros, distancias. También figuran en el plano los anclajes entre soleras.
4. Teniendo como base las especificaciones que dan los planos estructurales, se procede a medir y cortar el hierro principal para la solera y el de los estribos. La figuración de los estribos se realiza teniendo en cuenta el recubrimiento del hierro con concreto.
5. Se lleva la armazón y se coloca sobre el cimiento, con referencia al eje marcado previamente y se realiza los empalmes o traslapes necesarios entre soleras en "L" o en "T" de acuerdo con las especificaciones (ver figura 5.22).

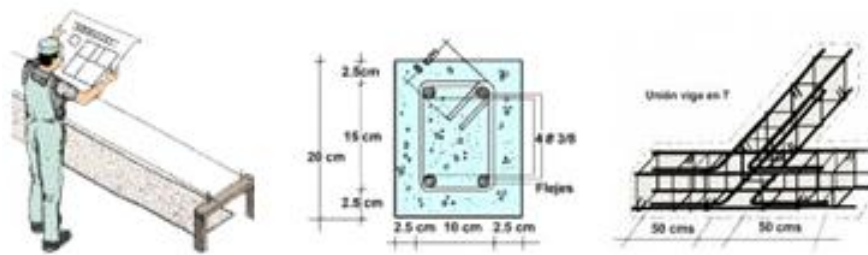


Figura 5.22

Fabricación de la solera de fundación.

6. Armar y colocar formaleta o encofrados de madera. Se untan con aceite quemado o con parafina las caras de la formaleta para que el concreto no se pegue del encofrado. Se procede a localizar la formaleta teniendo como guía los ejes de la solera, se colocan a plomo los tableros en las orillas, y se clavan listones en la parte superior para que el ancho de la solera se mantenga uniforme.
7. Es necesario colocar riostras o diagonales clavadas en las orillas para que resistan el empuje lateral del concreto durante el colado. La armazón se levanta sobre unos cubos de concreto para que quede separada del fondo y completamente embebida en el concreto. Se marcan los niveles, estableciendo la altura de la solera y se fijan unos clavos para enrasar la corona del cimiento.

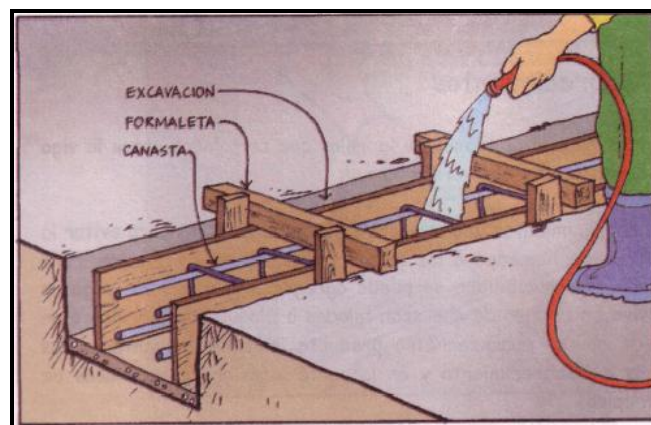


Figura 5.23

Preparación de la superficie de la solera.

8. Antes de vaciar la fundación se debe verificar la posición del refuerzo vertical que va a sobresalir de esta, asegurarse que se encuentra cumpliendo con la longitud de empalme necesaria; y que este fijado a la armadura de la fundación, de tal manera que no sufra desplazamientos en el proceso de compactación del concreto de estas.
9. Se procede a colar la solera, durante el colado se debe vibrar con una varilla o un vibrador eléctrico y golpear con un martillo de caucho mediante golpes suaves sobre la formaleta, sin excederse para no causar disgregación de los materiales.
10. La superficie del concreto debe enrasarse, colocando un hilo entre los clavos de nivelación y con la ayuda de una cuchara se procede a emparejar el concreto hasta el tope que marca el hilo para que así quede nivelada la corona de la solera. Finalmente, debe estriarse la superficie donde se van a colocar las paredes de mampostería, tal como lo indica la figura 5.24, esto facilita la adherencia entre el concreto y el mortero de pega.

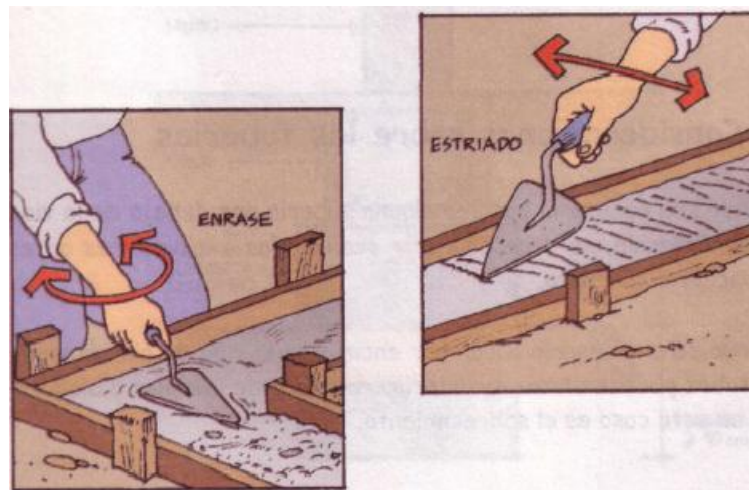


Figura 5.24

Nivelación de la superficie de la solera.

11. Después de pasadas 12 horas, o al día siguiente de colada la solera de cimentación, se procede a desencofrarla, quitando con mucho cuidado la formaleta y luego rociando con agua la viga por 7 días consecutivos, como mínimo.

5.4.7.1 Impermeabilización del sobrecimiento.

A las hiladas de los bloques que van a quedar sobre la fundación pero por debajo del nivel de impermeabilización, se les denomina sobrecimiento (ver figura 5.25).

Por lo general son una o dos hiladas, aunque en algunos casos se sube a tres, especialmente cuando se tiene desnivel del terreno. Una vez se ha pegado estas hiladas, se impermeabiliza el sobrecimiento para evitar el ascenso del agua por capilaridad a través de la parte inferior de la pared.

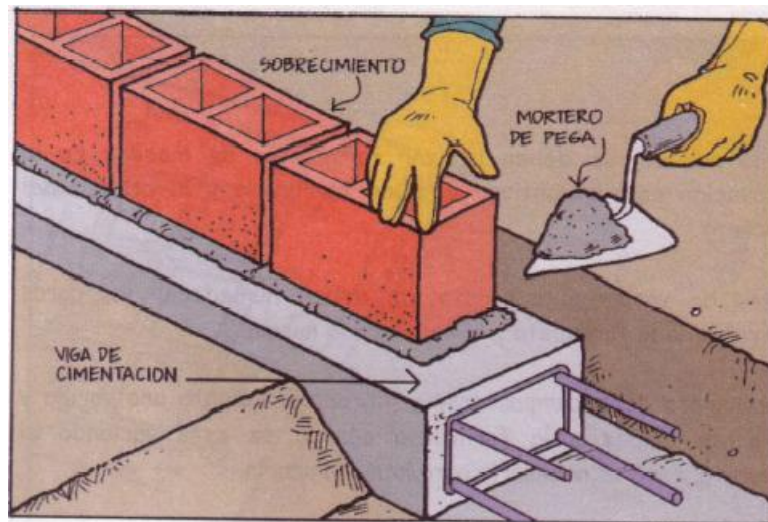


Figura 5.25

Sobrecimiento.

Aunque existen diferentes sistemas para impermeabilizar el sobrecimiento, a continuación se explica el más utilizado en el medio, con impermeabilizante integral, que no induce discontinuidad en la pared.

1. Se elabora un mortero convencional al que se le adiciona un impermeabilizante de tipo integral, dosificado de acuerdo a las especificaciones del fabricante.
2. Una vez se hayan pegado las hiladas del sobrecimiento, utilizando el mortero con impermeabilizante integral, se procede a llenar con agregado grueso, con un tamaño entre 10 mm y 20 mm, todas las perforaciones de los bloques, incluyendo aquellas

- que por proceso constructivo ya tienen ductos colocados; y excluyendo las que ya tienen el refuerzo colocado y las que irían llenas con mortero de inyección (grout).
3. Luego se sella la superficie de las perforaciones llenadas con agregado grueso, con una capa de mortero impermeable, con un espesor entre 10 mm y 15 mm. La cual debe quedar a ras con la cara superior del bloque.
 4. A continuación se coloca una capa del mismo mortero, de 10 mm de espesor, sobre todos los bloques del sobrecimiento, la cual será la pega de la primera hilada de la primera elevación de la pared.
 5. Adicionalmente se debe conformar una franja de revoque entre 200 mm y 300 mm de alto, por debajo del nivel de la impermeabilización, a lado y lado de la pared y sobre esta se puede colocar un manto asfáltico para que la impermeabilización sea más efectiva.

Si las paredes se van a revocar, se aconseja que dicho mortero tenga el mismo impermeabilizante integral al menos hasta la mitad de la altura del piso.

También se deben impermeabilizar las losas de piso construidas directamente sobre el terreno, se deben proveer de una barrera contra la humedad para evitar su ascenso. Dicha barrera puede ser una película de polietileno colocada sobre el entresuelo o base que las va a soportar, cuidando de que no se perfora durante su instalación y durante el vaciado posterior del concreto.

Como complemento, al mortero de pega de la primera hilada, se le debe agregar un impermeabilizante integral, lo mismo que al revoque (cuando exista) de la parte inferior de la pared del primer nivel, con el fin de cortar cualquier posibilidad de flujo de agua hacia arriba.

5.4.8 PAREDES.

La siguiente etapa del proceso constructivo de una vivienda, consta de la edificación de las paredes, las cuales conforman la estructura principal de las viviendas de mampostería de bloque de concreto.

Para iniciar el proceso constructivo del pegamento del bloque, se debe tener elaborado el mortero de pega, para lo cual se deben seguir las siguientes consideraciones.

5.4.8.1 Mortero para pegamento bloque.

La calidad de los morteros depende de las características de los componentes, así como de la correcta preparación y manejo adecuado de la mezcla, en el sitio de la obra. El mortero puede hacerse manualmente o en equipo mezclador, de eje horizontal con tambor fijo.

En ambos casos, se recomienda sólo mezclar la cantidad suficiente para 1.5 hora de aplicación. Este cuidado evita que el mortero endurezca o pierda plasticidad.

Cuando los morteros premezclados se van a preparar en la obra, se debe solicitar el diseño de la mezcla a un laboratorio especializado, para que satisfaga las necesidades de resistencia y durabilidad con los cuales fue diseñado estructuralmente la vivienda.

El sitio para mezclar el mortero debe tener acceso fácil de todos los materiales (cemento, agregados, agua y aditivos.). Debe estar protegido del sol y de la lluvia, tanto en el área de producción como en la de almacenamiento de los recipientes donde se guarda el mortero premezclado. Los recipientes para colocar el mortero deben estar limpios y ser impermeables y no absorbentes.

Mezclado del mortero

a) Mezclado manual.

Recomendado solo cuando son obras pequeñas. El procedimiento a seguir para el mezclado manual del mortero, es que se dicta a continuación.

1. Se debe colocar primero la arena, formando una capa de 15 cm de altura y sobre esa capa colocar el cemento de mampostería y mezclar en seco, como se indica en la figura 5.26.



Figura 5.26

Mezclado manual del mortero.

2. Revolver hasta formar una mezcla uniforme y añadir un poco de agua y revolver hasta lograr una humedad homogénea, luego adicionar el agua necesaria para alcanzar la consistencia deseada y mezclar nuevamente (ver figura 5.27).



Figura 5.27

Adición de agua a la mezcla de mortero.

3. Dejar reposar el agua por unos minutos y luego mezclar completamente, sin agregar agua.

b) Mezclado mecánico.

El mezclador que debe utilizarse para la elaboración del mortero, es el mezclador de paletas de eje horizontal, como el mostrado en la figura 5.28. Las paletas rotan a través de los diferentes componentes del mortero, para lograr un exhaustivo y completo mezclado.

Para el mezclado mecánico del mortero, se deben seguir las siguientes recomendaciones.

1. Se recomienda mezclar inicialmente, $3/4$ del agua a utilizar, la mitad de la arena y todo el cemento en el mezclador por unos pocos minutos.
2. Luego se agregará el resto de la arena y el agua, suficiente para producir la consistencia deseada.
3. Mezclar nuevamente como mínimo 3 minutos y como máximo 5.



Figura 5.28

Mezclador de eje horizontal.

Es recomendable respetar los tiempos del mezclado, ya que poco tiempo resulta en falta de uniformidad, pobre trabajabilidad, baja retención de agua y contenido de aire menor al óptimo. Mayor tiempo de mezclado afecta el contenido de aire.

A los morteros se les puede adicionar agua, cuando éstos la han perdido por evaporación, pero se debe realizar antes de que el mortero comience a endurecerse y solo una vez. Si el mortero tiene mas de 1.5 horas de haberse elaborado, ya no se debe de utilizar.

La Norma ASTM C 270 establece que el retemperado es requerido para reponer, el agua que se ha perdido por evaporación. El mortero solo deberá retemperarse una vez, y la forma correcta de hacerlo es formando con el mortero, un montículo con un agujero en medio, añadir el agua y remezclar el mortero. No es permitido esparcir agua sobre la superficie del mortero.

El retemperado deberá realizarse antes de que el mortero comience a endurecerse. No se utilizará un mortero que tenga más de 1.5 horas de haberse elaborado, según norma local.



Figura 5.29

Reemezclado el mortero.

■ Consideraciones en clima caliente.

ACI 530.1-02 define la construcción en clima caliente cuando la temperatura ambiente excede los 32°C y con una velocidad de viento mayor a 12 Km/h es necesario tomar medidas para contrarrestar la rápida evaporación del agua en el mortero y así evitar la reducción de la trabajabilidad y la vida plástica.

- Proteger los materiales, unidades de mampostería y el equipo de mezclado del sol.
- Si la cantidad de humedad en la arena baja demasiado, será necesario humedecerla para alcanzar el nivel requerido de humedad.
- Utilizar agua fresca para la preparación del mortero.

- Humedecer los bloques si sobrepasa el límite superior del rango de tasas de absorción inicial especificadas.
- Humedecer la batea donde se hará el mortero.
- Preferible hacer menores cantidades de mortero.
- Retemperar el mortero con agua fresca.
- Colocar los bloques con un minuto de diferencia de colocado el mortero y no se deberá colocar más de 1.20 m de mortero.

5.4.8.2 Proceso constructivo del pegamento del bloque.

La elevación de una pared se debe iniciar en forma detallada, siguiendo los procedimientos que se recomiendan a continuación, para lograr una mampostería de calidad.

Actividades preliminares.

1. Verificación de la superficie de fundación, debe estar bien nivelada, para que la pared sea levantada en un mismo plano y las juntas estén uniformemente alineadas.
2. Limpiar la superficie para eliminar la suciedad que pueda haberse acumulado.
3. Identificar en la primera hilada, los huecos de las puertas y ventanas, celdas donde irán los ductos eléctricos e hidráulicos, los bloques donde se dejarán ventanas de registro.
4. La primera hilada, es colocada inicialmente sin mortero para realizar lo comúnmente llamado modulación. Con esta práctica se confirma la correcta ubicación de los bloques, antes de su colocación definitiva
5. La posición normal (en que se va a colocar el bloque dentro de la pared) debe ser tal, que la cara que tiene los tabiques con espesor mayor, quede hacia arriba.
6. Se debe marcar sobre la solera de fundación una línea de referencia, ligada a los ejes de la obra, que permita ubicar, en línea recta, el borde externo de la primera hilada de los bloques.

7. Si el nivel de la cimentación tiene diferencias de más de 25 mm por debajo del diseño, se puede corregir con un realce en concreto reforzado que garantice su funcionamiento monolítico con el cimiento.
8. Si la diferencia es de hasta 25 mm, esta se puede repartir como sobre-espesores de las juntas de pega del primer tramo, teniendo en cuenta las tolerancias que se presentan más adelante en este capítulo.

Métodos para la elevación de pared.

Existen dos métodos para la elevación de la pared, los cuales se detallan en los siguientes literales.

a) Procedimiento por hiladas.

Comúnmente utilizado en nuestro país, se emplea generalmente cuando la pared no se entrelaza en las esquinas, ni en cualquier punto intermedio. La pared se eleva hilada por hilada. Esta primera hilada por lo general hace parte del sobrecimiento.

b) Procedimiento por esquina.

Especialmente práctico cuando la pared se entrelaza en las esquinas o cualquier punto intermedio. Se elevan primero las esquinas o cruces de 4 a 6 hiladas, formando una especie de pirámide en cada extremo y luego se llena en el cuerpo de la pared, tomando como referencia las esquinas.

El proceso de constructivo para cada uno de estos métodos, se describe a continuación.

a) Método por hiladas

1. Una vez el trazo esté listo, se coloca mortero sobre la cara inferior y los extremos del bloque, colocando posteriormente la pieza sobre la fundación, empezando por las esquinas, tal como lo ilustra la figura 5.30.
2. Se debe evitar que el área debajo de las celdas que lleven refuerzo quede cubierto con mortero, ya que el “grout” debe quedar en contacto directo con la fundación.

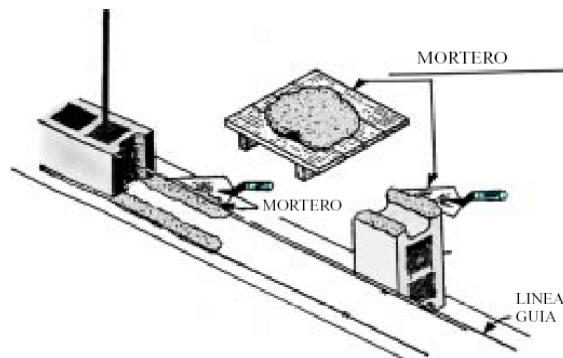


Figura 5.30

Proceso de pegado de bloques en la elevación de la pared.

- Después de colocar de 3 a 4 bloques de forma horizontal se deberá verificar para cada uno de ellos: Su ubicación de acuerdo a los ejes de las paredes para garantizar alineamiento y perpendicularidad de los mismos y su alineamiento individual, horizontal, vertical y plomo mediante la utilización de la plomada.
- Después se colocarán los bloques intermedios, alineados con la ayuda del trazo y los primeros bloques colocados.
Toda la primera hilada deberá hacerse con mucho cuidado, cualquier error en esta hilada significa continuar con los problemas en toda la elevación de la pared.
- Se continuará con la elevación de la pared por hiladas completas, verificando sistemáticamente, el nivel, la altura y la verticalidad de la pared (ver figura 5.31).

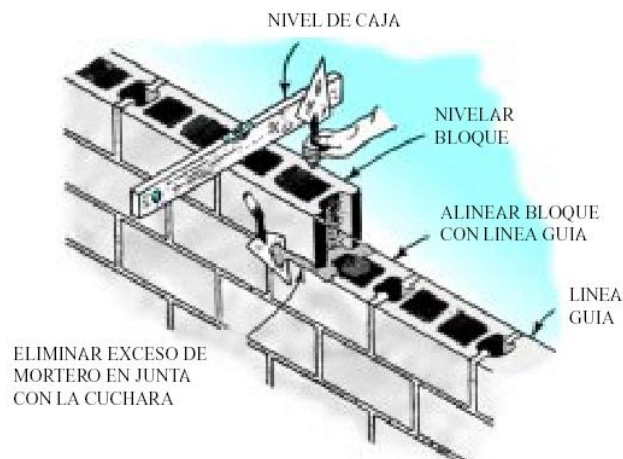


Figura 5.31

Verificación de niveles, altura y verticalidad.

6. Siempre hay verificar que la cantidad de mortero sea suficiente, para que el sobrante salga a presión cuando el bloque sea colocado, lo cual indicará que las juntas están adecuadamente llenas.

Evitar que el mortero salga al interior del bloque, para que éste no se introduzca dentro de los huecos del bloque que serán llenados de “grout”.

Al no limpiar adecuadamente el mortero sobrante del interior de las celdas del bloque, las paredes son llenadas inadecuadamente con grout, dejando vacíos que son perjudiciales para el desempeño estructural de la pared, según se observa en la figura 5.32.

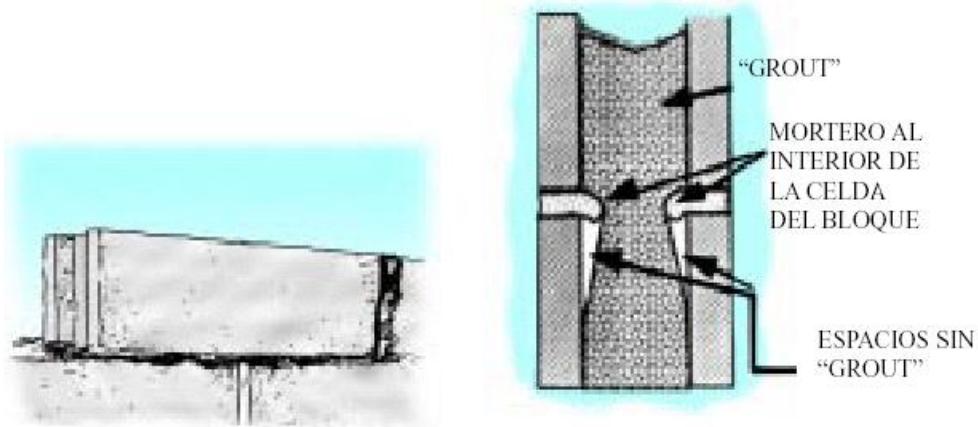


Figura 5.32

Espacios sin grout en una celda por falta de limpieza.

7. Aplicar mortero en los extremos del bloque que será colocado y en el extremo del bloque que se encuentra colocado, para asegurar un eficiente y adecuado lleno de las juntas verticales, siendo estas más vulnerables a la penetración de agua que las horizontales, como lo indica la figura 5.33.
8. Quitar el exceso de mortero con la cuchara, regresándolo a la bandeja de mortero para ser reutilizado. El mortero que caiga al suelo o a los andamios no se reutilizará.

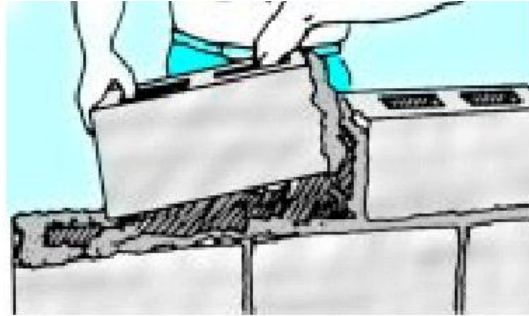


Figura 5.33

Colocación uno a uno de los bloques.

9. El bloque debe ser colocado en su posición final en la pared, mientras el mortero esté suave y plástico, para lograr una adecuada unión, sino se romperá la unión y causará grietas entre el bloque y la mezcla.
10. No se deberá de intentar alinear un bloque, cuando ya existan hiladas de bloques superiores.
11. Al colocar el bloque de cierre se debe medir la longitud de la abertura, si es necesario se debe medir y tallar el bloque para que no queden juntas muy apretadas o muy anchas, se debe colocar mortero en todos los bordes del hueco y del bloque.
12. Se debe dar un acabado a las juntas (ver figura 5.34), ya que el mortero tiende a agrietarse y a salirse por las esquinas de los bloques y así asegurar el contacto entre el mortero y los bloques, además de sellarlas contra la intemperie, éste acabado se dará antes de que el mortero endurezca y todavía se pueda dejar impresa, una huella con la presión del dedo sin que se adhiera mortero a este. El acabado, sellará cualquier fisura que se pudo haber producido cuando el bloque fue colocado. Se deben ocupar herramientas adecuadas para producir juntas y líneas limpias.

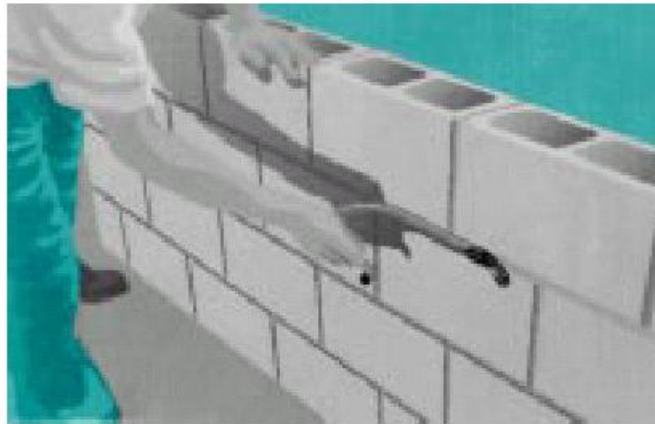


Figura 5.34

Sísado de las unidades.

13. Se hará limpieza de la pared por los derrames de mortero, con cepillo de cerdas de nylon o mediante un trozo de bloque, como se ilustra en la figura 5.35.

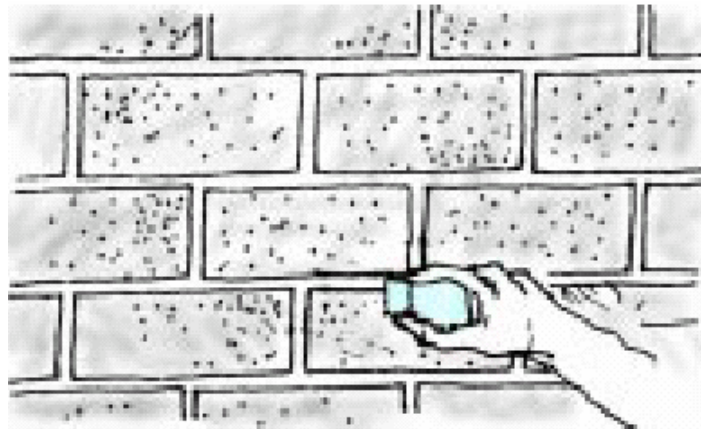


Figura 5.35

Acabado de las sías de la pared.

b) Método por esquinas.

Este método ha sido ideado en países en donde no se requiere cuantías elevadas de refuerzo horizontal, es por ello que se plantea que pueden elevarse de 4 a 6 hiladas, sin embargo, debido a las condiciones sísmicas prevaletientes en el país, obliga a colocar refuerzo horizontal cada dos o tres hiladas, por lo tanto se han introducido algunas variantes al método para ajustarlo a nuestras condiciones. A continuación se describe el procedimiento a seguir:

1. Se elevan primero las esquinas o cruces de la pared, hasta una altura que varia de 2 a 3 hiladas, en función de la separación especificada para el refuerzo horizontal, formando una especie de pirámide en cada extremo o cruce, como se puede apreciar en la figura 5.36.



Figura 5.36

Elevación de la pared por el método de esquinas.

2. En cada hilada se debe verificar el nivel, verticalidad y planitud (ver figura 5.37).

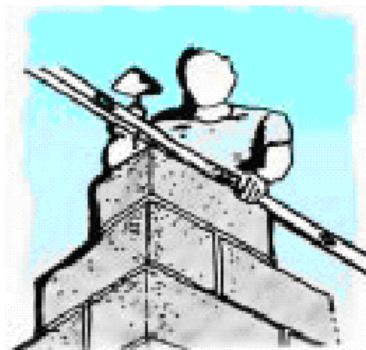
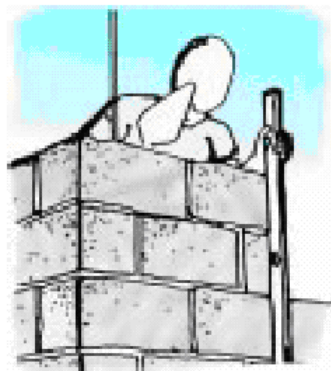
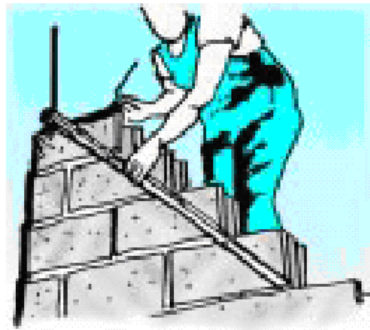


Figura 5.37

Verificación de la planitud, horizontalidad y verticalidad.

- Después de levantadas las esquinas se llena el cuerpo de la pared colocando un hilo entre las esquinas de la pared y se procede hilada por hilada, tal como se observa en la figura 5.38.

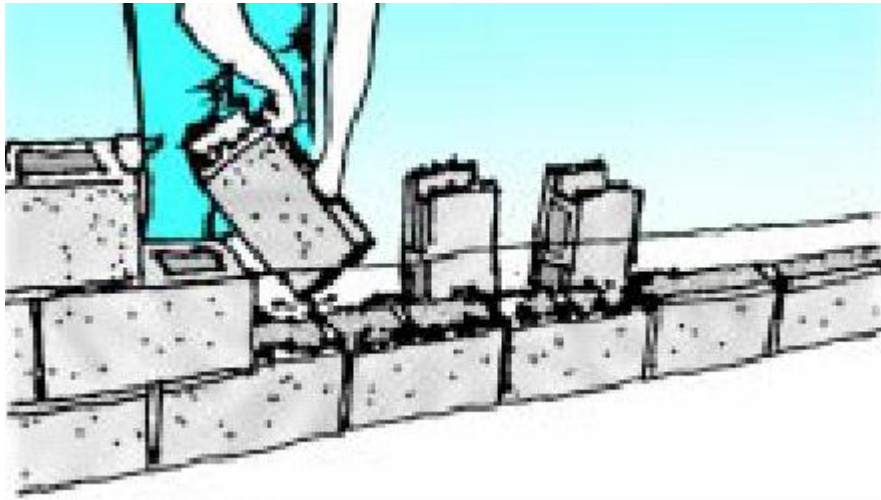


Figura 5.38

Colocación de unidades intermedias.

- Nuevamente se elevarán en cada esquina en función de la separación del refuerzo horizontal, formando la pirámide y se repetirá el procedimiento antes descrito.

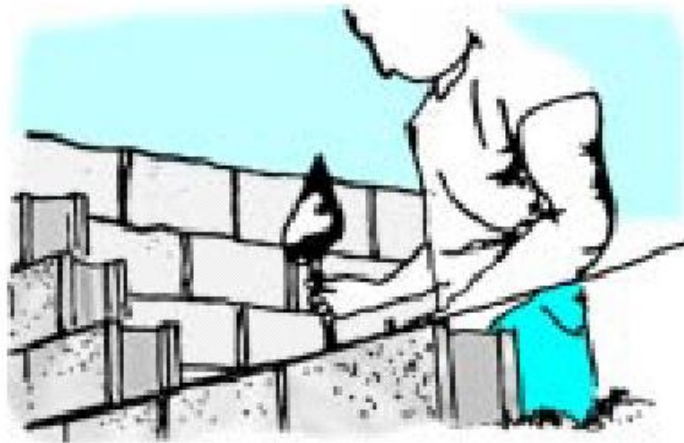


Figura 5.39

Proceso de elevación de la pared por esquinas.

Acabado de la Junta.

Antes de que el mortero de pega se endurezca, pero que sea capaz de resistir la presión de un dedo, se procede a darle el acabado a la junta.

Además de localidad estética, el acabado de las juntas es importante para darle impermeabilidad a la pared. Existen acabados de juntas recomendables para exteriores (ver figura 5.40a), y otros solo para interiores, ya que tienden a retener agua (ver figura 5.40b).

Las juntas horizontales deberán realizarse antes que las verticales, y al realizarlas se deberá presionar con firmeza contra los bloques para asegurar el sellado.

Se recomienda un ancho de juntas de 1 a 1.5 cm de espesor, ya que, en juntas muy delgadas se dificulta el acabado y muy anchas se contraen más.

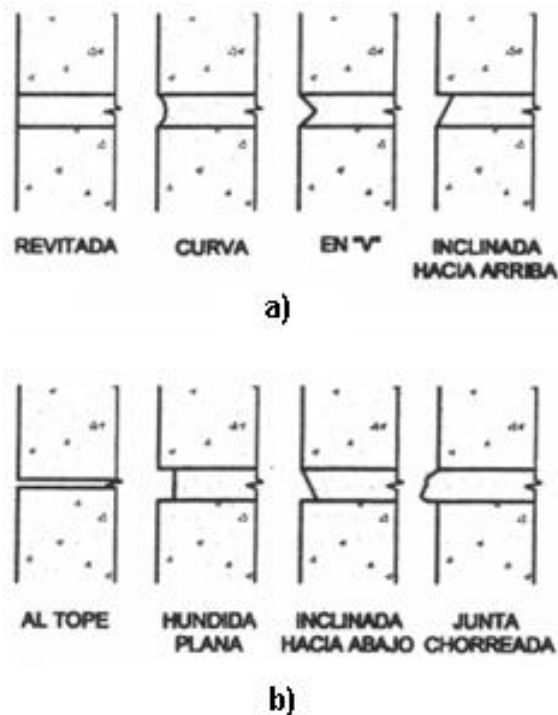


Figura 5.40

Tipos de acabados en las juntas.

Para el acabado de las juntas se utilizan ranuradores fabricados específicamente para cada tipo de junta, consistentes en varillas o perfiles de acero, aluminio o madera,

ligeramente angulados en sus extremos y cuya geometría exterior por el lado convexo, corresponde al del tipo de acabado. Si son simétricos se les adosa un asa para poderlos tomar del centro. Si solo se va a utilizar el perfil, uno de los extremos tendrá un doblez para poderlo asir por este. Tipos de juntas de acuerdo a su resistencia a la intemperie. El sellador de juntas horizontal deberá ser al menos de 56 cm de largo y con un extremo elevado, como el mostrado en la figura 5.41a. El sellador vertical será pequeño y con forma de “S”, tal como se observa en la figura 5.41b.



Figura 5.41

Sellador de las juntas de mortero.

Es importante que las juntas reciban un acabado con las adecuadas herramientas, para asegurar el contacto entre el mortero y los bloques, cerrando las fisuras que se dan por la contracción del mortero. El utilizar las correctas herramientas, produce juntas uniformes y líneas limpias.

Se deben de curar las juntas, ya que es lo único que esta fresco en la pared, intentando no mojar el bloque, humedeciendo la superficie del mortero de junta, con una brocha empapada de agua o sistema de aspersion fino, o cubriendo la pared con telas o láminas impermeables, para evitar la evaporación del agua del mortero.

Siempre se deberá dar el acabado a las juntas, incluso cuando la pared se repelle.

Posterior al acabado de las juntas, cualquier rebaba de mortero se quitará con ayuda de la cuchara.

5.4.8.3 Colocación del acero de refuerzo vertical.

El acero de refuerzo vertical se debe colocar en las celdas especificadas en el plano estructural, a medida que se levanta la pared o después de levantada la pared. A continuación, se describirán cada una de estas condiciones.

1. Procedimiento para colocar los bloques, cuando el acero de refuerzo vertical se encuentra ubicado y sujetado a la fundación.

Si el acero es colocado antes de pegado el bloque, se recomienda cortar los bloques por un extremo, para que la colocación no sea difícil cuando la varilla sea muy alta. Si no se cortan los bloques, se debe colocarlos con la ayuda de herramientas, teniéndose el cuidado de no doblar la varilla por ningún motivo (ver figura 5.42).

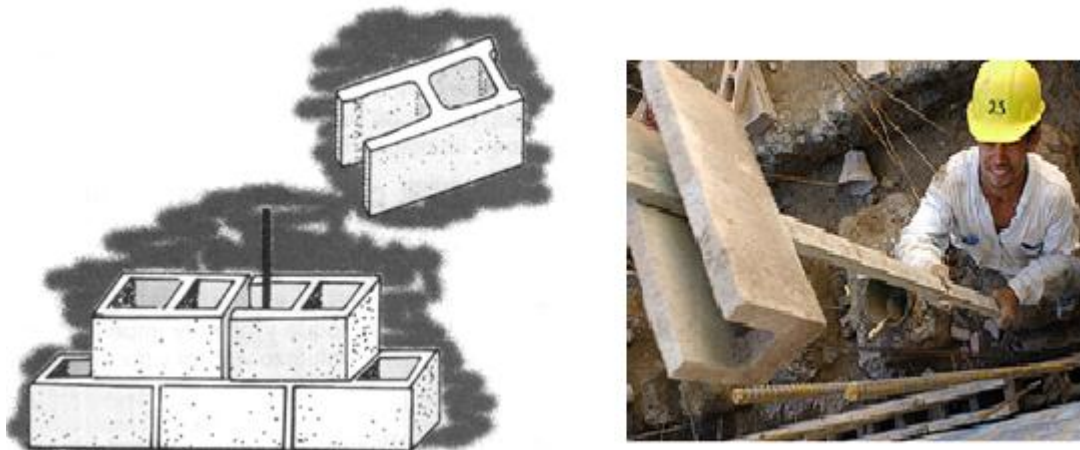


Figura 5.42

Colocación del acero vertical.

2. Procedimiento para colocar el refuerzo vertical cuando ya se encuentran colocados los bloques.

Al colar la fundación se deberán tener colocadas las varillas de empalme con las longitudes que se especifiquen en los planos estructurales.

Al terminar de levantar la pared o cuando se llegue hasta una solera intermedia, se insertaran las varillas en los huecos de los bloques donde corresponda, cumpliendo con los espaciamientos establecidos por el estructurista.

Las varillas a colocar, se amarrarán a las varillas de empalme a través de las ventanas de registro, con la ayuda de tenazas y alambre de amarre, respetando longitudes y ubicación de empalmes

■ Posicionamiento del refuerzo vertical.

- Antes de vaciar la fundación, verificar la posición del refuerzo vertical, longitud de empalme y su fijeza a la armadura de fundación, para resistir las fuerzas para la que ha sido diseñado y evitar el desplazamiento.
- Para asegurar la correcta posición del acero, se deberá amarrar la varilla en la parte superior e inferior de la pared con alambre de amarre.
- Para asegurar el adecuado posicionamiento del refuerzo vertical, se puede hacer uso de espaciadores, como el mostrado en la figura 5.43.

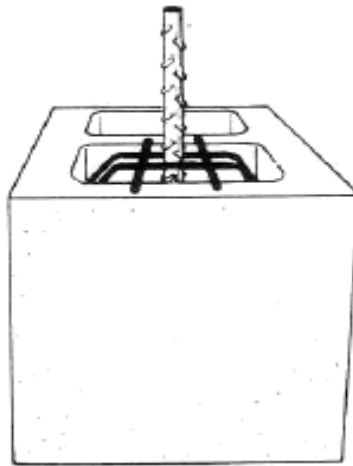


Figura 5.43

Espaciadores para refuerzo vertical.

- En caso de que las varillas de empalme se encuentren fuera de posición por 15 cm o menos, se puede corregir con una suave inclinación de 1 en horizontal por 6 en vertical (ver figura 5.44). Si es mayor, se puede hacer un anclaje mecánico.
- Deberá coincidir con los centros de las celdas de los bloques, a menos que se especifique lo contrario en los planos estructurales.
- En ningún caso se permitirá que las barras se apoyen contra el bloque.

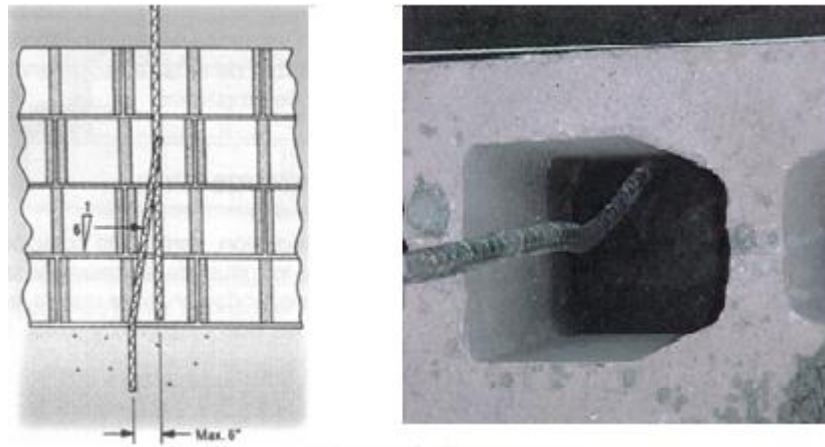


Figura 5.44

Corrección de posición para el refuerzo vertical.

Además, se debe tener presente que antes de colocar el refuerzo, la pared debe estar totalmente limpia, tanto en sus paredes como dentro de las celdas, las cuales se deben limpiar para eliminar las rebabas del mortero de pega, por medios mecánicos o por chorro de aire.

Nunca se deben limpiar las celdas con chorro de agua, pues se estarían mojando los bloques y con ello faltando a uno de los principios fundamentales del sistema, como ya se explicó en el capítulo anterior. Además se saturarían las unidades y se alteraría la adherencia del concreto fluido a las unidades.

5.4.8.4 Colocación del refuerzo horizontal.

El refuerzo horizontal, consiste en varillas de acero, que se colocan en la pared a medida que se va construyendo y siguiendo las indicaciones (planos, diseño) del diseñador estructural. Debe ser de diámetros inferiores al espesor de la junta de mortero, para que quede embebido en ella. Se puede tener refuerzo de mayor diámetro que el anterior, si el refuerzo se coloca en bloques solera, el cual debe quedar embebido en concreto fluido, y se deben utilizar separadores para que las barras de acero no descansen sobre la superficie del bloque (ver figura 5.45).

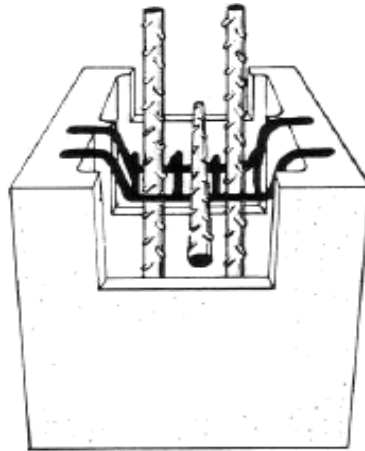


Figura 5.45

Espaciadores para refuerzo horizontal y vertical.

Con respecto al refuerzo horizontal, la norma local establece:

- Espaciamiento máximo de 40 cm.
- Diámetro mínimo de acero 6.4 mm (No 2).
- El refuerzo horizontal en juntas deberá estar anclado en sus extremos y embebido en el mortero.
- En todas las repisas de ventanas, utilizar solera de bloque con una varilla No 3 y uniendo el refuerzo de los bordes verticales.
- El acero deberá cumplir con Normas ASTM.

La PCA indica que el refuerzo horizontal se ubicará:

- En la 1a y 2a junta horizontal inmediatamente arriba y abajo de aberturas en la pared. El refuerzo deberá extenderse como mínimo 60 cm y pasar los lados de la abertura.
- En las primeras 2 o 3 juntas horizontales, arriba del nivel de piso, abajo del nivel de techo y cerca de la altura máxima de la pared.
- No se localizaran cerca de una viga de amarre a menos de 60 cm y no se extenderán a través de las juntas de control a menos que el diseñador estructural indique lo contrario.

■ Recubrimiento del refuerzo horizontal.

Colocado el refuerzo horizontal sobre la superficie del bloque, el mortero deberá cubrirlo. La PCA establece un recubrimiento mínimo de 1.60 cm de la cara exterior de la pared y de 1.20 cm para la cara interior.

Nuestra Norma Técnica solo especifica 1 cm como distancia mínima entre la varilla de refuerzo horizontal y el exterior de la pared, tal como se muestra en la figura 5.46.

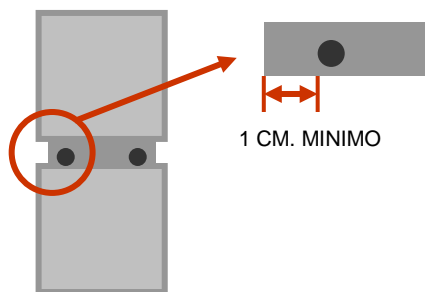


Figura 5.46

Recubrimiento del refuerzo horizontal.

5.4.8.5 Colación del concreto fluido “grout”.

Antes de iniciar la colocación del concreto fluido, se debe verificar el tipo, el diámetro y la posición de la varilla de refuerzo de cada celda, así como la limpieza de la misma (utilizando un espejo introducido por la ventana de registro).

La limpieza de la celda garantiza su llenado y evita la segregación del concreto. Luego se procede a tapar las ventanas de registro. La colocación del concreto fluido se inicia sólo cuando el mortero de pega haya endurecido lo suficiente, entre 24 h y 48 h después de levantado la pared (aunque este tiempo puede ser menor, si al concreto fluido se le agrega algún aditivo acelerante).

■ Mezclado del concreto fluido.

El “grout” se debe mezclar, por medios mecánicos durante unos 5 minutos como mínimo pero no debe de pasar de 10 minutos, para darle una consistencia adecuada. El procedimiento para el mezclado es que se dicta a continuación:

1. Colocar en la mezcladora el cemento, arena y grava, mezclar por 3 minutos.
2. Agregar el agua poco a poco hasta obtener una mezcla que posea un revenimiento entre 20 y 25 cm (8 y 10 pulgadas).

El colado del concreto fluido, puede realizarse de dos formas distintas, las cuales son:

- **Colado de baja altura.**

Este consiste en construir la pared hasta la altura de los andamios o hasta la viga intermedia (viga de amarre, si la hubiera), por lo que el lleno no debe ser mayor de 1.20 m, o hasta encontrar la viga de amarre.

La colocación del “grout” puede realizarse manualmente, utilizando embudos o mangueras (ver figura 5.47).

Este método de llenado, es el más práctico para construir paredes de bloque.

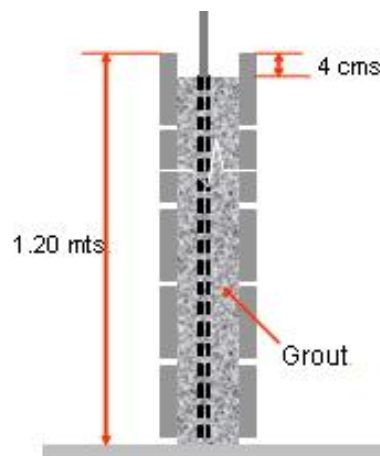


Figura 5.47

Colado de baja altura.

- **Colado de altura.**

Consiste en colocar el “grout” hasta que se complete la pared, con éste método se logra colocar mayor volumen de concreto en una sola operación, lo cual permite utilizar económicamente un equipo más eficiente. Permite colocar el refuerzo vertical hasta que

se complete la altura total de la pared, con lo cual se acelera el proceso y ahorra esfuerzo en los traslapes.

En este caso se recomienda colocar 1.20 m de concreto fluido y compactar con la varilla, esperar como mínimo 30 minutos y como máximo 60 minutos, antes de continuar con el colado para eliminar la posibilidad de que parte de la pared falle por presión hidrostática.

Se recomienda suspender el colado del “grout”, 4 cm por debajo del último bloque, ya sea para colado de baja altura o colado de altura, para formar un anclaje con la próxima capa de grout, tal como se aprecia en la figura 5.48.

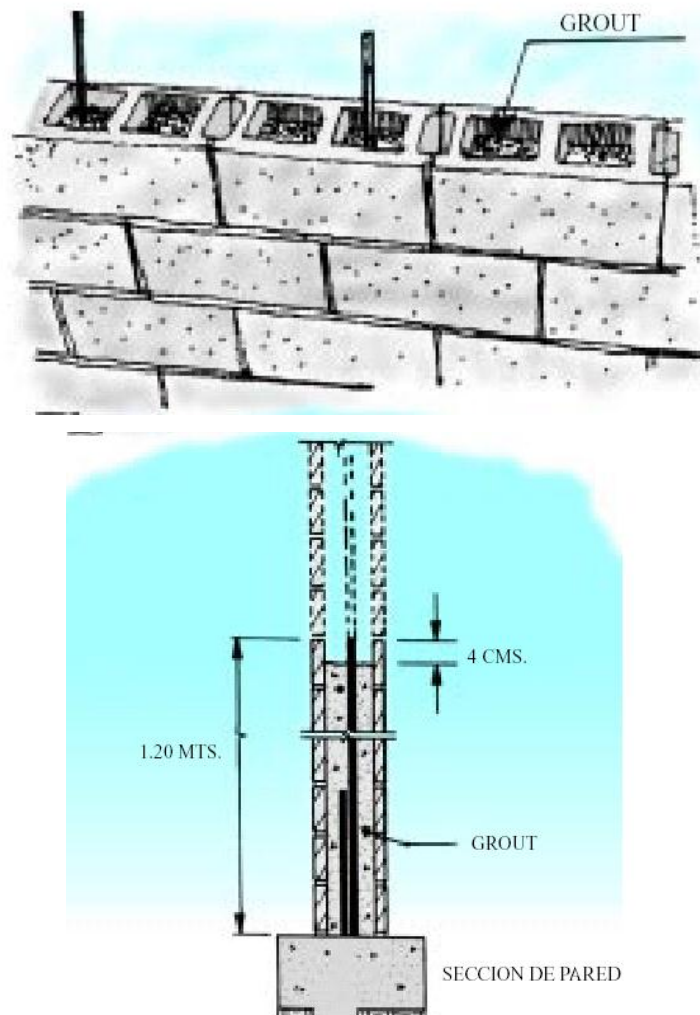


Figura 5.48

Alturas de colado del concreto fluido.

El concreto fluido vaciado, se debe compactar con un vibrador de aguja o con una varilla con punta redondeada.

El tiempo máximo para colocar el “grout” después de hecha la mezcla es de 1.5 horas.

5.4.8.6 Construcción de soleras de amarre.

La construcción de las vigas de amarre o soleras se logra fácilmente, mediante bloques soleras, especialmente fabricados o modificados para tal fin. Después de colocados los bloques en la pared, se acomodan las varillas de refuerzo y finalmente se procede a vaciar el concreto en las soleras (ver figura 5.49).

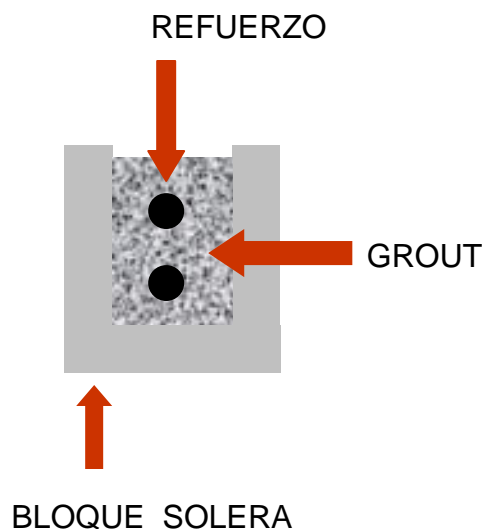


Figura 5.49

Construcción de las vigas de amarre.

Cuando se construya la solera de amarre, es recomendable cerrar los orificios de los bloques de la hilada inferior, que no llevan refuerzo vertical con durapax, para evitar que se llenen de concreto fluido al llenar la solera, tal como lo ilustra la figura 5.50.

El durapax se cortara utilizando una plantilla del hueco, para lograr un corte adecuado, tal como lo indica la figura 5.51.



Figura 5.50

Protección de las celdas sin refuerzo.



Figura 5.51

Elaboración de moldes para proteger las celdas.

5.4.9 LOSAS DE ENTREPISO.

Para los sistemas de losas o entrepisos podemos encontrar losas densas y losas aligeradas, las primeras tienen su uso en vivienda generalmente para constituir el techo de duchas, pasillos y la base para las escaleras, las segundas generalmente conforman el segundo nivel de la vivienda y terrazas. Por esta razón, es que la losa aligerada es de gran importancia en la construcción de viviendas de dos niveles, a pesar de que existen en el mercado distintos tipos de losas aligeradas, en este trabajo se abordará únicamente el proceso constructivo de la losa aligerada tradicional (este tipo de losa puede observarse en la figura 5.52), basándose en el catálogo 2004 de la empresa COPRESA.

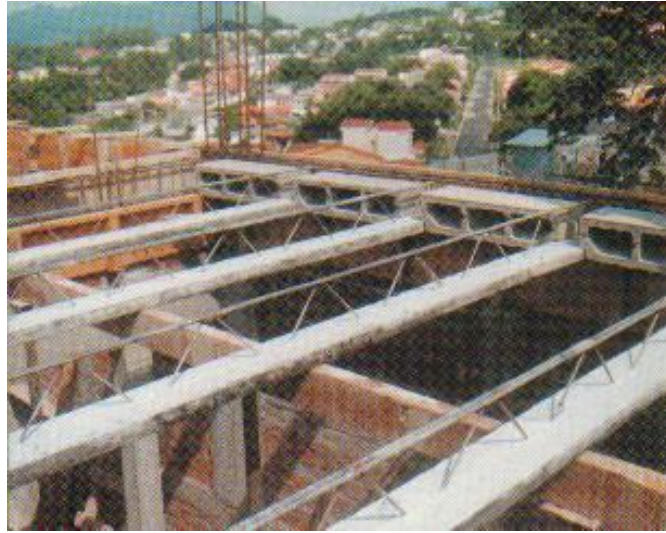


Figura 5.52

Vigueta y bovedilla tradicional.

A continuación se presenta el procedimiento constructivo de este tipo de losa.

1. Trasladar las viguetas sobre una cama de madera y con durmientes entre los diferentes tendidos para no astillar o agrietar el patín de concreto.
2. Para poder instalar las viguetas debe prepararse el piso del nivel inferior, de modo que esté parejo y permita apoyar perfectamente los puntales que van a sostener la losa. Si se usan durmientes horizontales entre puntales, aquellos tendrán el nivel del fondo de la vigueta más baja, para cuando se carguen las viguetas con las bovedillas y el concreto, estas lleguen al mismo nivel.
3. Luego deben colocarse las viguetas apoyadas 2 cm o más en la solera de corona o en la viga, con una separación entre ellas, de acuerdo a lo requerido por cada tipo de losa.
4. Posteriormente deben colocarse las bovedillas correspondientes, las cuales deben alojar los pasatubos necesarios para las conexiones de agua potable y drenaje, así como los poliductos y cajas para instalar las luminarias.

a) *Agua potable y drenajes*: cuando se necesite pasar a través de la losa tuberías de agua potable y/o drenajes, esto no representa ningún problema en este tipo de losa, y basta dejar un pasatubo de mayor diámetro ($\frac{1}{4}$ de pulgada) antes del colado para fácilmente colocar después la tubería definitiva.

En los cuartos de baño donde usualmente no es posible dejar una bajada para cada drenaje (ducha, inodoro, lavamanos, etc.), conviene levantar el enladrillado o cualquier otro tipo de acabado, mediante un relleno con piedra pómez o grava volcánica (cascajo), para así alojar las cajas que reciben varios drenajes y permiten una sola bajada común.

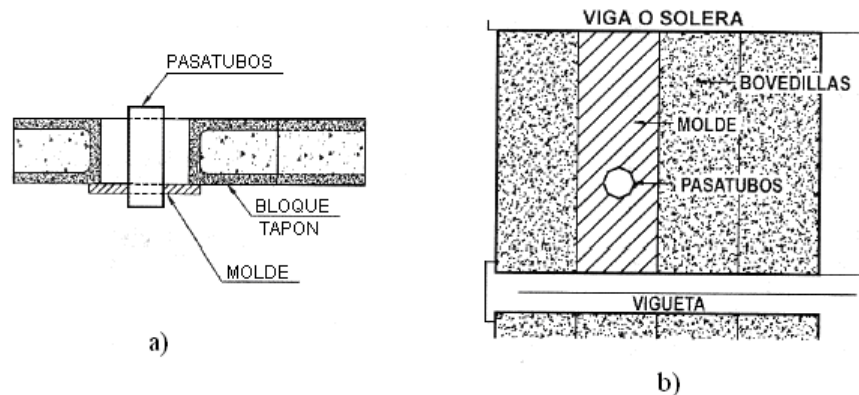


Figura 5.53

Ubicación de las instalaciones agua potable y drenajes dentro de la losa.

Como se ve en las figuras 5.53a y 5.53b, basta separar dos bovedillas, moldear entre dos viguetas y colocar 2 bovedillas con sus tapones (vienen de fábrica), para alojar el pasatubo.

b) *Instalaciones eléctricas*: tampoco esto representa un problema, pues basta llegar por la solera o viga de apoyo de las viguetas hasta la bovedilla que alojará la luz y correr el poliducto encima de la bovedilla o a través del hueco central (preferentemente) para dejar la caja donde posteriormente se fijará el receptáculo para la lámpara o foco.

La caja se puede fijar ya sea moldeando o colocando una pieza diafragma entre dos viguetas, la cual se puede perforar para dar paso a dicha caja, como se muestra en la figura 5.54a.

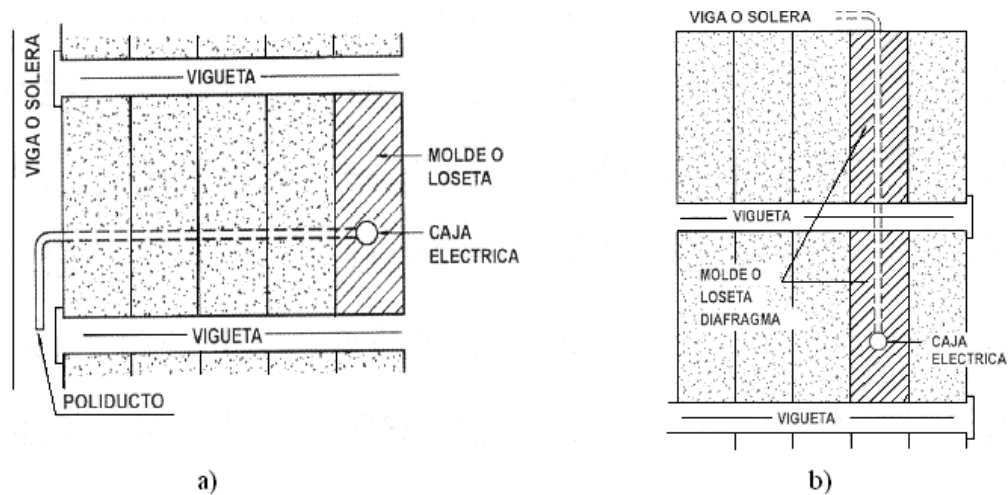


Figura 5.54 Ubicación de las instalaciones eléctricas dentro de la losa.

Si por algún motivo no fuera posible encontrar una línea de bovedilla donde pasar el poliducto, por venir perpendicular la acometida sobre la pared, se puede colocar tantos diafragmas como se requiera para llegar a la posición deseada, según muestra la figura 5.54b.

Este diafragma no necesita reforzarse y si se usa la solución moldeada, se puede reducir su ancho al mínimo que permita la caja eléctrica.

c) *Cielo falso*: cuando se requiera dejar cielo falso se pueden dejar mechas de alambre galvanizado que rodeen el patín o el refuerzo superior de la vigueta para colgar de esas mechas la retícula que soporta las losetas del cielo falso (figura 5.55a).

También se puede colocar anclas disparables o taladradas en el patín de la vigueta, teniendo el cuidado de hacerlo al centro del patín para no dañar los alambres del pretensado (figura 5.55b).

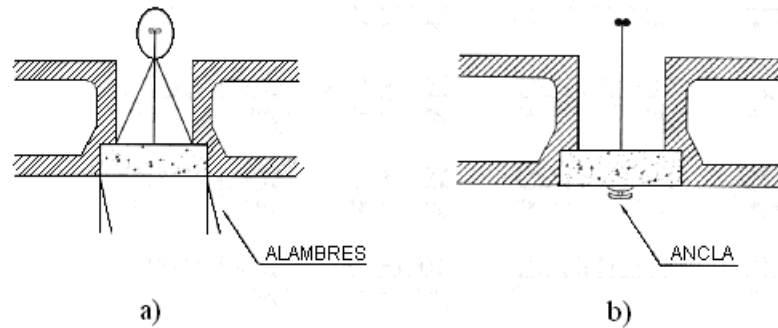


Figura 5.55

Colocación de mechas y/o anclajes para cielo falso.

5. Cuando se ha terminado de cubrir la losa con las viguetas y bovedillas, deben colocarse en los extremos de las viguetas, bastones que permitan empotrar la losa en las vigas o en las soleras de corona, también deben colocarse bastones en los puntos en que se apoyan dos viguetas en una viga.
6. Después se coloca la malla de refuerzo por temperatura, asegurándose que los extremos de las varillas se anclen dentro de la viga o solera de corona, además se deberá proveer de un traslape adecuado, siguiendo las recomendaciones del código ACI 318-02, las cuales se encuentran en función del tipo de alambre que forma la malla (liso o corrugado) y en función de la longitud de desarrollo. (Ver figura 5.56).
7. Posteriormente, se recomienda una limpieza completa de las viguetas y bovedillas, luego humedecerlas antes del vaciado del concreto.
8. Supervisar que al momento del colado no se apile concreto en un lugar como centro de distribución, pues esta sobre carga podría hacer fallar el apuntalamiento o la vigueta entre los puntales.
9. Finalmente debe curarse la losa, puede hacerse de 3 maneras: por inmersión, recubriendo con arena húmeda y recubriendo con película selladora, para los dos primeros métodos, el curado debe dejarse por lo menos una semana, el último sólo debe cuidarse de no dañar el sello.

El despuntamiento de la losa debe realizarse bajo ciertas precauciones, atendiendo las recomendaciones o notas estructurales dadas por el diseñador; de no existir estas, antes de despuntalar deberá asegurarse, que el concreto alcance por lo menos el 70% de la resistencia especificada a la compresión; sin embargo, bajo condiciones normales (sin el uso de aditivos acelerantes de resistencia), se deberá mantener el apuntalamiento por 14 días como mínimo.

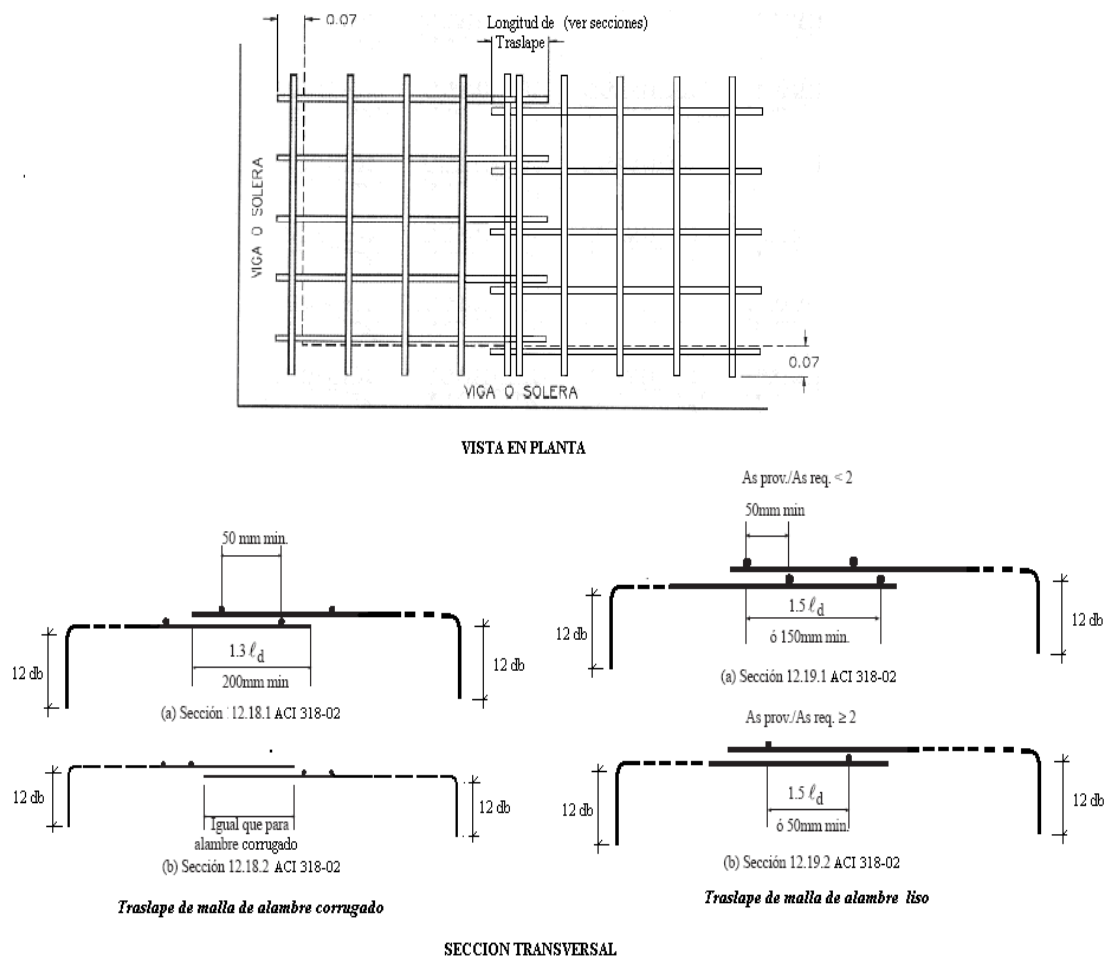


Figura 5.56 Detalle de empalme entre mallas.

5.4.10 ESCALERAS.

La escalera de concreto, es un elemento en forma de losa dentada inclinada, que comunica, a través de escalones sucesivos, los niveles de una vivienda.

Pueden ser construidas en el interior o en el exterior de la vivienda y se pueden hacer de concreto reforzado, madera, o prefabricadas.

Según su forma se clasifican en escaleras de un tramo, escaleras compuestas o con descanso y escaleras en caracol.

La escalera está compuesta por peldaños conformados por una huella horizontal y una contrahuella vertical, como se observa en la figura 5.57.

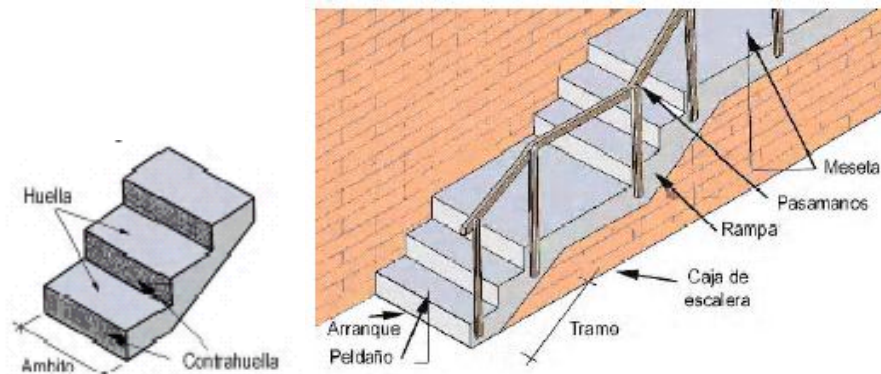


Figura 5.57

Detalle de escalera.

5.4.10.1 Cálculo de huellas.

Una escalera se considera bien calculada, cuando se asignan medidas a las huellas y a las contrahuellas, de tal forma que si se suman 2 contrahuellas y 1 huella, el resultado sea igual al paso normal de una persona caminando sobre un terreno plano, o sea entre 60 y 65 cm.

Por ejemplo, si tomamos un paso de 62 cm y como contrahuella 17 cm, podemos calcular de cuanto resulta la huella correspondiente, de la manera siguiente:

$$2CH + 1H = 62 \text{ cm.}$$

$$(2 \times 17 \text{ cm}) + 1H = 62 \text{ cm}$$

$$\text{Donde: } 1H = 62 - (2 \times 17 \text{ cm}) \implies 1H = 62 \text{ cm} - 34 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$$

Esa sería la huella indicada para una persona que dé un paso de 62 cm, quedando así el peldaño de 17 cm de contrahuella y 28 cm de huella.

El proceso constructivo de las escaleras se detalla a continuación.

1. El primer paso a ejecutar, es el trazado del perfil de la escalera, esto se realiza sobre la pared al cual va recostada la escalera, siguiendo las medidas que den los planos. Comience trazando la primera línea vertical con el nivel de burbuja; luego con el flexómetro determine la altura de contrahuella y a partir de allí, coloque el nivel en forma horizontal para trazar la huella; esto se repite hasta dejar todo el trazo terminado; finalmente se traza el espesor de la rampa el cual debe tener como mínimo 10 cm.



Figura 5.58

Trazado de escalera.

2. Siguiendo la línea del grueso de la rampa se arma el encofrado para la base de la escalera, colocando largueros a 50 cm y tacos a 60 cm; luego se le tienden las tablas clavándolas sobre los largueros y después se colocan en la orilla 2 tablas juntas para la tapa o testero de la rampa y los peldaños (ver figura 5.59a).
3. Posteriormente, se realiza el corte y figuración del acero. Se colocan las varillas de refuerzo sobre unas panelas para formar el recubrimiento tal como lo especifiquen los planos; estas barras van ancladas en el arranque de la escalera y en la parte superior de la losa, luego se colocan las varillas de distribución perpendiculares a las de resistencia amarrándolas sobre éstas (ver figura 5.59b).
4. A continuación, se realizan las tapas para los peldaños con tablas que tendrán un largo igual al ancho de la escalera, asegurándolas en sus extremos por medio de chapetas y colocándole un listón de refuerzo en el centro de las mismas para que no se curven las tablas que sirven como tapas de los peldaños (ver figura 5.59c).

- Se prepara la mezcla de concreto, de acuerdo a las especificaciones dadas en el diseño de mezclas.

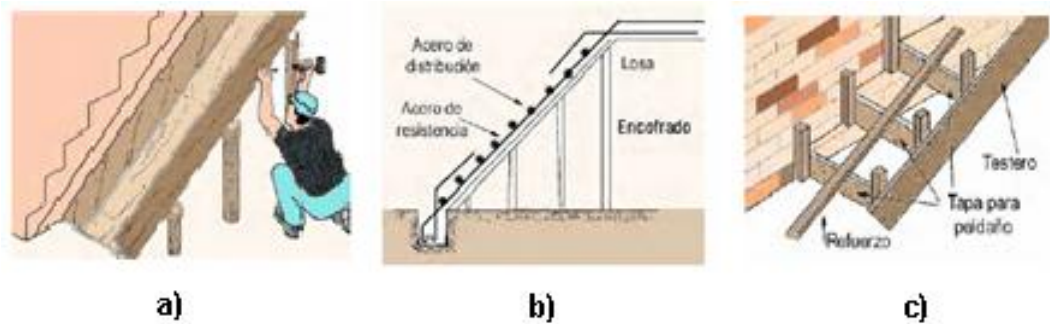


Figura 5.59

Encofrado de la escalera.

- Para el colado de una escalera, el concreto se coloca iniciando en el arranque o sea en la parte más baja. la compactación se realiza por medio de una varilla o con un vibrador de aguja, el cual se coloca en forma perpendicular y a distancias no mayores de 60 cm, como se ilustra en la figura 5.60b.
- El curado se realiza siguiendo el mismo procedimiento dado para las losas, o rociándole agua durante 7 días como mínimo.
- El desencofrado se realiza después de 11 días.

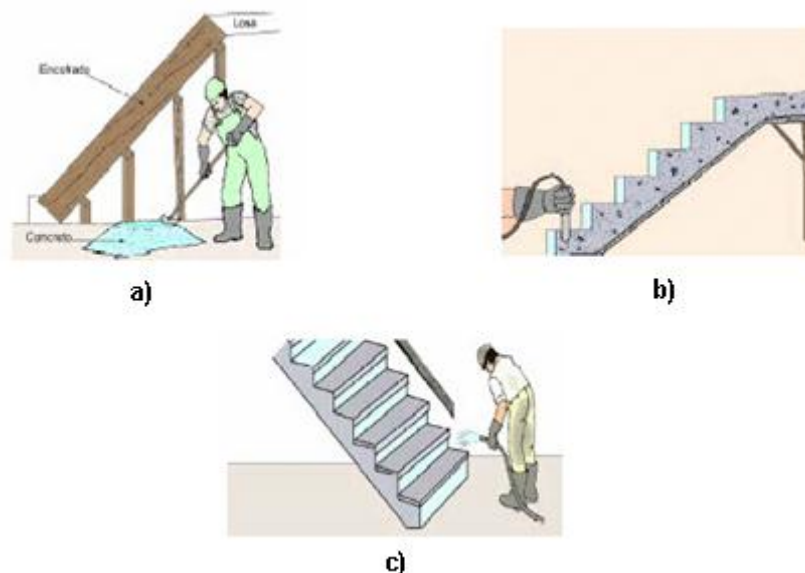


Figura 5.60

Colado y curado de la escalera.

5.4.11 ESTRUCTURA DE TECHO⁸⁶.

La función principal que debe cumplir un techo es la de proteger la parte superior de un edificio o vivienda de los factores climatológicos (la lluvia, el sol, el frío, y otros más), o del intemperismo en general. Entre las características principales que deben poseer los techos se tienen las siguientes: ser durable, aislantes del calor e impermeable. Además, deben presentar ciertas pendientes o inclinación con el objeto de que el agua proveniente de los mismos, pueda escurrir hacia ciertos elementos que cumplen funciones de drenaje, como lo son los canales y bajadas de aguas lluvias.

Para cumplir con lo anterior, y tal como se ha descrito los capítulos anteriores, un techo esta compuesto de dos elementos principales: La estructura que servirá de soporte al material de cubierta y la cubierta misma que es la que proporcionará la protección y aislamiento al edificio, ambos elementos deben formar una sola unidad.

5.4.11.1 Trazo y colocación de polines espaciales.

Antes de iniciar con la descripción del proceso de instalación de los polines espaciales, se deben considerar los parámetros que se describen a continuación.

Para recibir el polín se debe haber verificado que el acero longitudinal sea estructural; además, de encontrarse en buen estado; también, que el electrodo que se utilizó para la elaboración del mismo sea de calidad reconocida y se sujete a la serie E-60XXX de las especificaciones para aceros suaves ASTM A-233; asimismo, que la pintura que se utilizó para los polines del tipo anticorrosivo RUST OLEUM y del tipo esmalte Kem Lustral; así como que el polín se sujete a todas las dimensiones establecidas en el detalle del mismo, según la planta de techos.

Recibidos los polines, el ingeniero procede a almacenarlos en estantes y así de esta forma, evitar el contacto directo de éstos con el suelo; además, se deben proteger de la intemperie.

⁸⁶ Los procesos citados en esta sección fueron obtenidos del trabajo de graduación de la Universidad de El Salvador, titulado “Manual Técnico de Procesos Constructivos” elaborado por Sergio Noble Gómez.

De forma general, el proceso de instalación de estos elementos se describe a continuación:

1. Para el trazo de los polines, se debe marcar el centro de cada pared de mojinete, luego, este punto se traslada a la cumbrera del mojinete; ya sea utilizando una plomada o un nivel de caja. De manera similar se obtiene el centro para la otra pared de mojinete.
2. Teniendo marcado el centro en cada mojinete, se mide a partir de esta marca la mitad del ancho de la separación que llevarán los polines en la cumbrera, según la planta de techos. A partir de esta nueva marca, se ubica la posición exacta de los demás polines de arriba hacia abajo y dejando en cada caso una marca visible.
3. Posterior al marcado de los polines, se procede a escarificar la solera de coronamiento justo en las marcas realizadas para la colocación del polín. El objeto de escarificar la solera, es para que las varillas queden lo suficiente desnudas como para poder soldar el polín espacial sin ningún inconveniente; además, éstas deben limpiarse ya sea con lija o con un cepillo de alambre para que la soldadura sea de calidad.
4. Teniendo escarificada la solera de coronamiento y listo el acero de refuerzo (totalmente limpio), se preparan los polines antes de subirlos, es decir, se toma la distancia de rostro a rostro de pared, para así tener la longitud que ocupa el polín y se cortan a esta medida.
5. Teniendo los polines preparados, se suben los dos primeros polines a soldar, es decir, los que van en la cumbrera.
6. Antes de realizar el proceso de soldadura, se debe chequear, que los polines de la cumbrera queden a la altura especificada y además contenidos en un plano horizontal, lo cual verifica con el nivel de caja (ver figura 5.61).



Figura 5.61

verificando horizontalidad de polines de cumbre.

7. Luego de soldar las dos cuerdas superiores de los polines espaciales a la solera de coronamiento y de haber revisado su línea y nivel, lo que queda pendiente es soldar la cuerda de abajo de los polines espaciales. Para lo cual, se debe preparar la solera de coronamiento, o sea, perforar haciendo uso de un taladro los rostros verticales internos de la misma (ver figura 5.62).



Figura 5.62

Perforación de solera para soldar varilla inferior de polín.

8. Teniendo perforada la solera de coronamiento, se procede a soldar la cuerda de abajo del polín espacial.

9. Luego de perforada la solera de coronamiento por sus rostros internos y soldada la varilla de abajo del polín espacial se procede a colocar los demás polines, es decir, aquellos que no van en la cumbrera.
10. Para colocar los polines que no van en la cumbrera, se tensan los cordeles, es decir, los que van de mojinete a mojinete y además el que va paralelo a la pendiente del mojinete. Esta última se amarra y se tensa bien con el objeto de que los polines queden todos contenidos en un solo plano inclinado.
El que los polines queden todos contenidos en un solo plano horizontal cobra vital importancia al momento de colocar la cubierta; ya que de no quedar todos en un mismo plano, unas láminas quedarían más hondas que otras.
11. Teniendo los cordeles tendidos se sueldan todos los demás polines de arriba hacia abajo (ver figura 5.63).



Figura 5.63

Soldando en la solera todos los polines de arriba hacia abajo de la cumbrera.

12. Después de haber soldado todos los polines sobre la solera de coronamiento, se procede a soldarlos sobre la viga macomber. Luego, se sueldan unos pedazos de varillas, en la cuerda inferior de cada polín de longitud igual a dos veces el ancho de la viga macomber con el objeto de que el empalme sea resistente.

13. Estando todos los polines soldados, se procede a limpiar con cepillo de alambre las zonas afectadas por soldadura, para posteriormente aplicarle pintura anticorrosiva de acuerdo a las especificaciones. La pintura se le aplica no por fines decorativos; sino, como protección a los polines.

5.4.11.2 Trazo para la colocación de cubiertas.

1. Para la colocación de la cubierta de techos, debe estar totalmente terminada la estructura de soporte, además, ésta debe ser satisfactoriamente recibida por el encargado de la obra.
2. Previo a la colocación de las láminas y por medio de una escuadra se debe verificar el nivel de las mismas, de manera que todas las piezas queden alineadas y no sobresalgan unas de otras. El proceso de techado da inicio en las paredes que se encuentran en la dirección contraria al viento dominante, como se muestra en la figura 5.64. Generalmente, estas paredes son las de mojinete y una perpendicular a ésta.

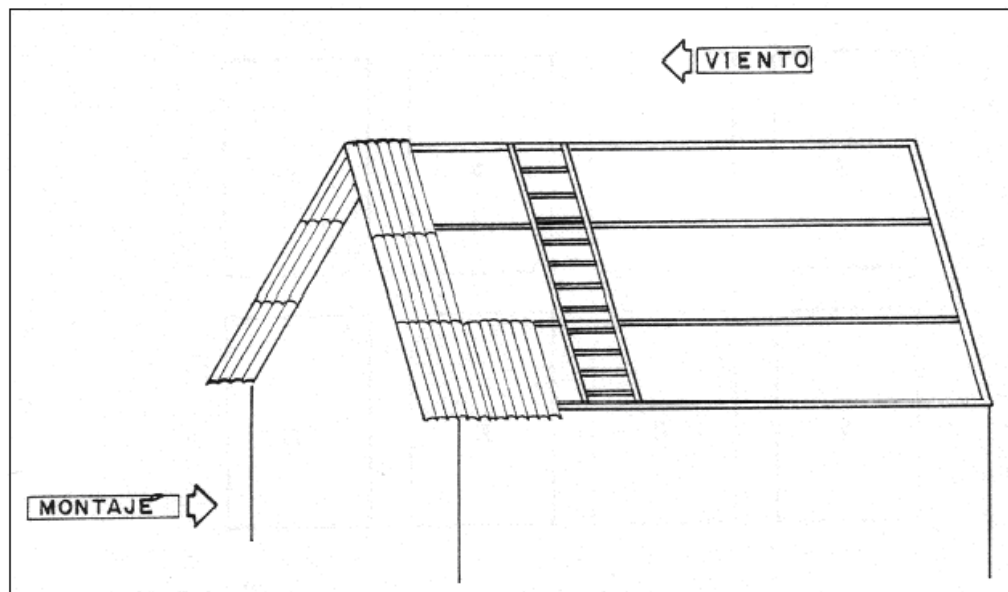


Figura 5.64

Dirección recomendable para el montaje de láminas

5.4.11.3 Corte y colocación de láminas.

Terminado el trazo para la colocación de las láminas, se procede a realizar los cortes para los empalmes.

1. Previo a los cortes se debe considerar la dirección de los vientos dominantes ya que de esto depende la ubicación del corte de cada pieza, o sea, que si la colocación va ser de derecha a izquierda, entonces, los cortes serán para las láminas superiores en la parte inferior izquierda y para las láminas inferiores en la parte superior derecha; de manera inversa se realizan los cortes si la colocación de las láminas es de izquierda a derecha, es decir, los cortes se harían, en la parte inferior derecha de cada lámina superior y en la parte superior izquierda de cada lámina inferior (ver figura 5.65).

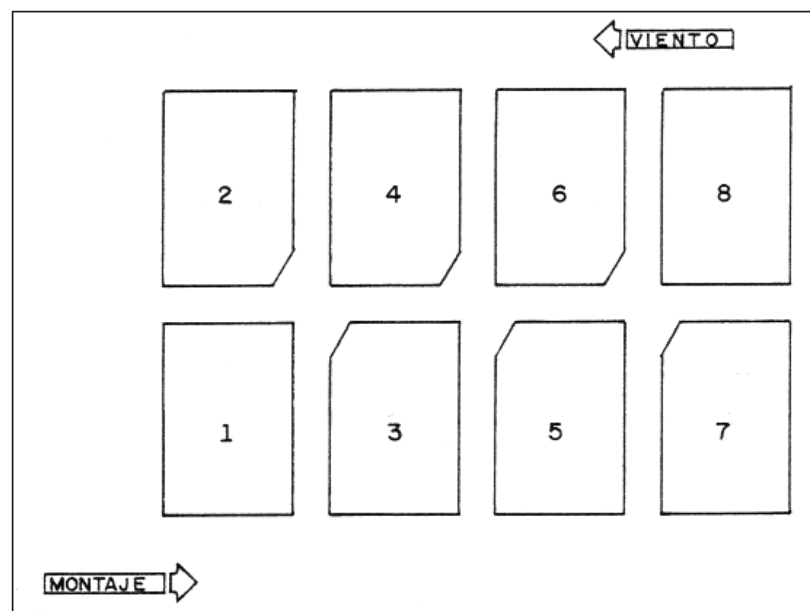


Figura 5.65

Diagrama para el despunte de láminas.

2. El corte que se realiza, es de media onda en el ancho por el largo equivalente al traslape longitudinal que se va a emplear (14 a 20 cm corrientemente). Los cortes regularmente se realizan con sierra o serrucho teniendo el sumo cuidado de no dañar la pieza, (ver figura 5.66).



Figura 5.66

Corte de lámina.

3. Preparadas las piezas, se transportan hasta el techo, teniendo el cuidado de que no reciban ningún daño, y en el caso más general atendiendo las recomendaciones del fabricante en cuanto al manejo de las unidades.
4. Si la colocación la comienza de derecha hacia izquierda, la primera lámina que coloca es la de la esquina inferior izquierda del techo.
5. Se deben colocar todas las piezas previo a la fijación, es decir, deben dejarse exactamente en su lugar. Se deberá verificar las especificaciones en cuanto a traslape se refiere. El traslape longitudinal de las láminas, esta relacionado con la inclinación o pendiente del techo. el traslape es mayor para pendientes bajas que para inclinaciones elevadas, debido a que en techos de pequeña pendiente existe mayor tendencia a la filtración, sobre todo en lluvias fuertes. En caso de no existir especificaciones, las láminas se traslaparan no menos de 20cm.
6. Debe hacerse hincapié, que la primera hilera vertical debe colocarse de manera completa y respetando los niveles previamente establecidos, y así de esta manera evitar cualquier desajuste.

7. Se debe revisar la posición de la lámina superior, y así garantizar la distancia adecuada para la colocación de los capotes.
8. Las láminas se colocan de abajo hacia arriba y en hileras verticales perfeccionadas (ver figura 5.67).
9. Colocada la primera hilera vertical, se procede a instalar todas las demás láminas de la misma forma.
10. Se debe revisar que el empalme sea tal que todas las piezas queden contenidas en un solo plano inclinado. El que las láminas estén en un solo plano inclinado cobra vital importancia para evitar filtraciones y acumulación de agua en el techo.



Figura 5.67

Colocación de láminas.

5.4.11.4 Sujeción de Láminas.

1. Finalizada la colocación de la cubierta de techo lo que falta es sujetarlo por tramos, los cuales se colocan en la primera y tercera onda de la lámina, como se puede observar en la figura 5.68.

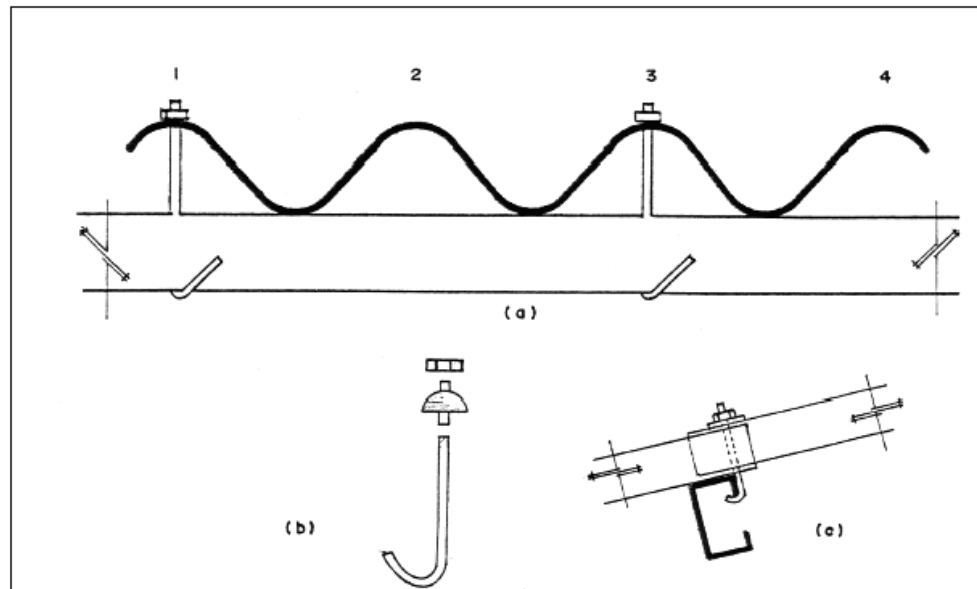


Figura 5.68

(a) Ubicación de tramos. (b) partes de un tramo.
(c) Fijación de polines.

2. Para la sujeción de las piezas por tramos, es necesario perforarlas. La perforación debe realizarse justo sobre la cuerda del polín donde el tramo estará anclado, para este fin, se colocará un cordel bien tenso que indica la posición de la cuerda del polín, como se muestra en la figura 5.69.



Figura 5.69

Cordel guía para la perforación de las láminas.

3. Con base en el cordel guía, se marca la ubicación de las perforaciones. Esta marca, se realiza justo en la cresta de cada lámina a perforar (ver figura 5.70).



Figura 5.70

Marcando las crestas a perforar.

4. Para efectuar la perforación, se debe mantener perpendicular el taladro a la superficie que está perforando; también, debe de ensayar el tramo en el agujero de manera que éste quede con una holgura adecuada al momento de colocar definitivamente el tramo.
5. Finalmente, perforados los agujeros, se procede a la colocación de los tramos.

5.4.12 ACABADOS.

Los acabados, son aquellos detalles que le estarán dando a la obra presentación y una apariencia agradable.

Aunque éstos acabados no formen parte de la estructura principal de la obra, es importante conocer la forma en que se realizan.

Las funciones que desempeñan los acabados en las paredes son:

- Aumentar su durabilidad.
- Presentar una superficie agradable a los ojos de las personas.

- Impermeabilizar las paredes por medio de cemento y arena (morteros) pinturas, etc. Contra los efectos del tiempo como por ejemplo la lluvia.

5.4.12.1 Repellos.

Es la primera etapa para realizar el acabado en las paredes, dando un acabado rugoso, es una mezcla de cemento para mampostería, agregado fino y agua, sirve de base para el afinado o pulido, como también para recibir los revestimientos posteriores que se le quieran dar a la pared.

El repello se efectúa en dos capas, La primera de 0.6 cm (1/4") y La segunda de 0.9 cm (3/8"), Siendo el espesor total recomendado de 1.5 cm (5/8").

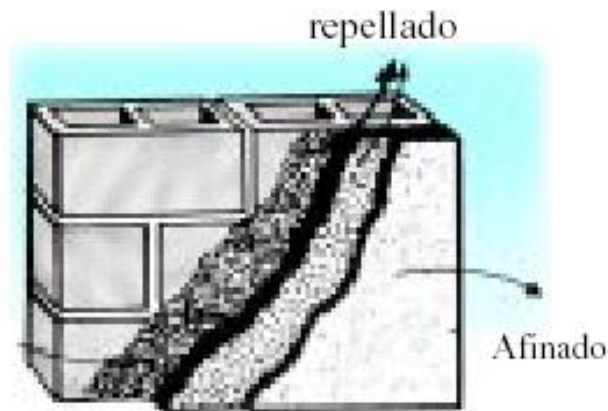


Figura 5.71

Repello y afinado en pared.

Aplicación del repello.

1. Usar la plomada para lograr que el repello quede vertical, posteriormente se colocan los cordeles los cuales nos van a indicar el espesor que tendrá el repello.
2. Humedecer la pared, para lograr una mejor adherencia entre el mortero y la pared, esto se hace para evitar que la pared pueda absorber el agua de la mezcla lo cual provocaría que ésta se desprendería (ver figura 5.72).
3. Hechura de fajas o fajeado. Consiste en azotar la mezcla sobre la pared, a manera de formar un listón vertical que tenga el espesor deseado para el repello. Para darle la

forma de una faja, se utiliza una regla pacha para emparejar la mezcla azotada y con la cuchara se forman las aristas de la misma. La distancia entre faja y faja puede ser de 2.0 a 2.5 m.

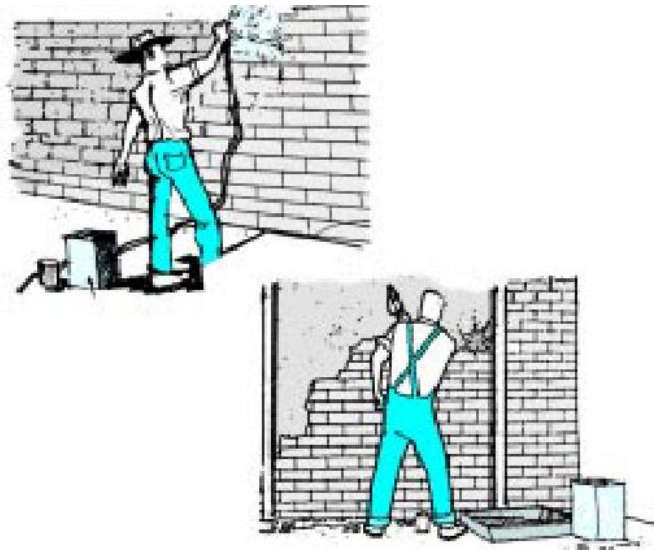


Figura 5.72

Aplicación del repello en paredes.

4. Posteriormente se realiza el relleno entre las fajas con mortero. Esta operación se realiza por capas y se va realizando por etapas hasta llegar al espesor deseado del repello.
5. Luego se utiliza una regla conocida como codal, la cual se apoya entre las fajas, para eliminar los excesos de mezclas, el codal se desliza hasta dejar toda la superficie a nivel de las guías, como se muestra en la figura 5.73.
6. Finalmente se cura la superficie varias veces, hasta que la superficie esté humedecida.

5.4.12.2 Afinado de paredes.

La función del afinado consiste en sellar los poros de las asperezas dejadas en el repello para darle una apariencia uniforme y lisa a la pared. El espesor del afinado varía entre 2 y 4 mm aunque es muy difícil de controlar.

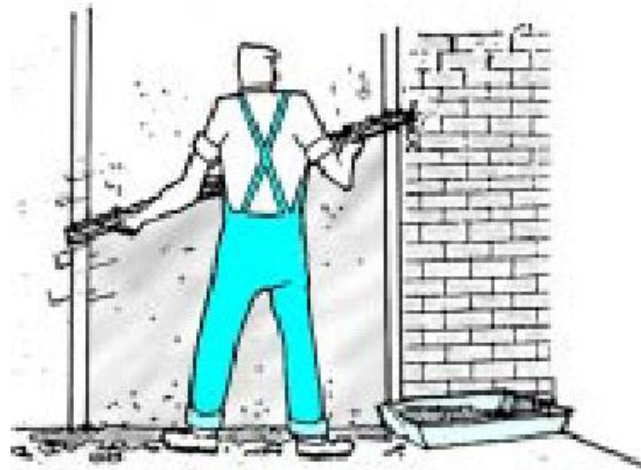


Figura 5.73

Nivelación de la superficie.

Dosificación del afinado

La dosificación del mortero por volumen es de 1 de material cementante con 1 de agregado fino. La arena debe ser muy fina (arena cernida).

Para la ejecución del afinado se realiza el siguiente procedimiento

1. Humedecer la superficie repellada para lograr la adherencia.
2. Se procede a colocar la mezcla sobre la plancha de madera, para luego ser distribuida o untada sobre la superficie.
3. Posteriormente después de extendido el mortero, con la misma plancha a base de movimientos circulares o verticales se logra el afinado.
4. Después de sellados los poros de la superficie, se puede utilizar la llana metálica, para dar un mejor acabado. Otra alternativa es utilizar una esponja húmeda para botar la arenilla que queda sobre la superficie, tal como se observa en la figura 5.74.
5. Finalizado el afinado, éste se debe de curar por varios días una o dos veces diarias, para evitar agrietamientos.

5.4.12.3 Enchapes cerámicos.

Para pegar enchapes cerámicos, como en el caso de baños o cocinas, se pega el enchape directamente sobre el bloque, utilizando un cemento para material cerámico, o sobre un

firme fresco previamente aplicado. Adicionalmente se debe hacer un estudio previo del distanciamiento de las juntas de las piezas de cerámica y de las juntas de control que hayan en la mampostería de concreto.

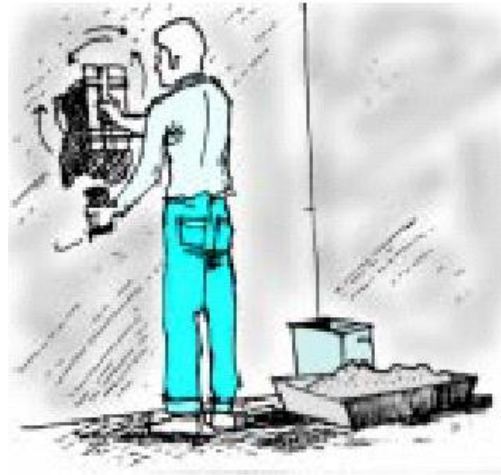


Figura 5.74

Aplicación del afinado en paredes.

5.4.12.4 Pinturas.

El objeto de aplicar pintura sobre ciertas superficies, es el de producir un aspecto agradable; así como el de aumentar la duración de las mismas y protegerlas de la intemperie, es decir sellándolas.

Los tipos de pintura que más se aplican en nuestro medio son:

- Pintura de agua o vinílica.

Este tipo de pintura es utilizada en interiores y exteriores. Se aconseja dar dos aplicaciones sobre la superficie que se aplica. Y agregar un cuarto de galón de agua, por cada galón de pintura, para diluirla cuando se desee.

- Pintura de aceite.

Esta pintura se puede utilizar tanto en exteriores como en interiores ya que presenta una buena adherencia a las paredes repelladas y buena resistencia a los agentes atmosféricos. Para su preparación se utiliza un disolvente (solvente mineral), en una cantidad aproximada de 1/8 de galón de solvente por galón de pintura en aceite.

Procedimiento:

1. La superficie debe de estar completamente seca.
2. Limpiar la pared por medio de cepillos de alambre.
3. Preparar adecuadamente la pintura que se va a utilizar.
4. Se recomienda aplicar un sellador en las paredes exteriores para que sirva como impermeabilizante.

• **Pintura a base de cemento blanco.**

Este tipo de pintura posee una alta resistencia a la intemperie, facilidad de mezclado en agua y poder adherente por la utilización del cemento blanco. Para su preparación se recomienda la siguiente dosificación:

1. Cemento Portland Blanco: 500 ml
2. Estabilizante (Caolín): 100 ml
3. Agua: La necesaria para lograr una consistencia tal que pueda ser aplicada con un rodillo o brocha.

Si se requiere una mayor cantidad de pintura, partir de ésta dosificación para duplicar, triplicar, etc. estas medidas.

Preparación de la pintura.

Para el mezclado se recomienda primero reducir el material seco a una pasta compacta con la mitad de la cantidad de agua, después se irá añadiendo poco a poco el resto del agua, agitando la pasta hasta que se obtenga la consistencia adecuada.

La pintura debe agitarse durante varios minutos, hasta que el color y la consistencia sean uniformes y todas las partículas de cemento estén humedecidas por completo. Se mejorará la docilidad, dejando que la mezcla se empape o hidrate previamente durante 30 a 45 minutos antes de su aplicación.

La pintura se deberá de agitar frecuentemente, para impedir la separación y mantener la mezcla uniforme.

Aplicación de la pintura.

1. La pintura se debe aplicar en dos capas, con una separación mínima de 24 horas entre cada una.
2. Se debe humedecer la primera capa antes de aplicar la segunda.
3. Se recomienda curar la superficie pintada dos o tres veces al día, por dos días al finalizar la segunda capa.

5.4.13 TOLERANCIAS.

Los procesos constructivos no son perfectamente controlables. Variaciones en los componentes, variaciones en los materiales y en la mano de obra deben ser considerados. Cada componente de la edificación y operación de la construcción están sujetos a variaciones dimensionales que pueden ser sobreentendidas y permitidas por el diseño y proceso constructivo. Esto no debe incluir solamente a los componentes de la mampostería, sino también a otros sistemas de la edificación como las fundaciones, losas y acabados. La fabricación final de un producto debe ser integrado con la puesta en marcha de la construcción.

Durante el proceso de diseño, las tolerancias para los sistemas de edificación deben ser detalladas e identificadas. Estas tolerancias dimensionales hacen frente a la necesidad de las variaciones dimensionales, y permite la integración de los variados sistemas y componentes de la edificación.

Las dimensiones del diseño no pueden ser conseguidos exactamente y alguna desviación de lo ideal debe ser permitido. Estas variaciones son la diferencia entre el tamaño especificado y el construido. El diseño de las dimensiones combinados con las tolerancias (variación controlada) define el rango permisible de las dimensiones de los elementos de diseño. Valores dentro del rango anticipado de las dimensiones (dimensión de diseño más o menos la tolerancia) puede ser más largo o más corto que la dimensión de diseño. La conciencia del rango dimensional permite al diseñador las consideraciones apropiadas de las variaciones que potencialmente podrían ocurrir en la construcción.

5.4.13.1 Referencia de la Especificación del MSJC.

La construcción más exitosa es la que se basa en profesionales exitosos trabajando juntos al mismo tiempo de una manera oportuna. Los profesionales del diseño mantienen esos éxitos de proyecto en proyecto siguiendo los estándares de cada industria. La industria de la mampostería ha provisto de tolerancias estándar. El Artículo 3.1, 3.3G y 3.4B.7 de La Especificación para Estructuras de Mampostería (ACI 530.1-02/ASCE 6-02/TMS 602-02) reportado por el MSJC (The Masonry Standards Joint Committee), incluyen los estándares de la mampostería sobre tolerancias. El Artículo 3.1 esta dirigido a tolerancias en las fundaciones, el Artículo 3.3 G presenta las tolerancias sobre construcción de mampostería y el Artículo 3.4 B.7 cubre las tolerancias sobre colocación del refuerzo.

Dentro de la construcción habrá que mantener un control sobre el alineamiento, nivel horizontal y vertical. Estas condiciones son definidas de la siguiente forma:

1. Alineamiento (Orientación de la Planta o Elevación)

Es una variación (tolerancia) dentro o fuera del plano de la dimensión de diseño a la del control de referencia.

2. Nivel Horizontal (Orientación en Elevación)

Es una variación en la colocación arriba o abajo de la dimensión de diseño y la medida con el control de referencia en elevación.

3. Nivel Vertical (Orientación Vertical)

Es una variación (tolerancia) dentro o fuera del plano de la dimensión de diseño a la del control de referencia.

Las tolerancias también limitan el tamaño de los elementos de la construcción. Por ejemplo, el espesor de una junta de mortero, el ancho de una junta vertical, el espesor de una pared de mampostería, el tamaño de una abertura en la pared y otras. La Especificación, sin embargo, no tiene tolerancias para el ancho de las juntas de dilatación. Las tolerancias son requeridas para tener límites en la variabilidad del trabajo y que esto pueda ser tenido en cuenta por el diseñador. Las tolerancias no son acumulativas.

Ejemplos de Tolerancias.

1. Junta de mortero.

La tolerancia básica en la construcción de paredes de mampostería es la variación en la junta de mortero. El Artículo 3.3 G.1.b requiere que el espesor de la junta de mortero no varíe en más que $\pm 1/8$ in. (3.2 mm). Si el diseño de una junta fue de $3/8$ in. (9.2 mm) el mínimo debería ser $1/4$ in. (6.4 mm) y un máximo de $1/2$ in. (12.7 mm). La variación en la junta de mortero esta permitida para satisfacer la variación en la superficie y el tamaño de las unidades de mampostería.

2. Aberturas en la mampostería.

De acuerdo al Artículo 3.3 G.1.a de la Especificación, las dimensiones de una abertura de mampostería pueden variar de $-1/4$ in. (6.4 mm) a $+1/2$ in. (12.7 mm). Si el diseño de una abertura de mampostería es de ancho igual a $4\text{ ft} - 3/8$ in. (1.23 m), la dimensión permisible debería estar en el rango de $4\text{ ft} - 1/8$ in. (1.22m) a $4\text{ ft} - 7/8$ in. (1.24 m). Si el diseñador especifica algún sellador este tendrá un ancho de $1/4$ in. El sellador no se colocara si la abertura es construida de acuerdo con la dimensión del diseño, teniendo en cuenta que esto no es siempre posible. Suponiendo que un fabricante construye una ventana de $3\text{ft} - 11-7/8$ in. (1.22 m).

En la tabla 5.6 se presentan las tolerancias para las paredes de mampostería, expresadas en función de la longitud de la pared, acorde con el Art. 3.3 G. de La Especificación para Estructuras de Mampostería, cada una de ellas, se describen a continuación.

1. Dimensiones de los elementos (paredes).

Es la medida de qué tanto pueden variar las dimensiones de las paredes con respecto a las dimensiones de diseño.

2. Espesores de las juntas de mortero.

Es la medida de qué tanto varía el espesor de diseño de 10 mm que debe tener la junta de mortero de pega entre los bloques.

3. Dimensiones de la celda para el grout.

Es la medida de qué tanto pueden variar las dimensiones internas de las celdas, con respecto a las dimensiones estándar.

4. Nivel.

Es la medida de las alturas de cada hilada, junta o superficie de apoyo del entrepiso (cara superior de la pared), referidas a un plano de referencia horizontal previamente elegido.

Los diferentes niveles son fundamentales para que todas las paredes tengan su enrase en un mismo plano horizontal y se conserve la modularidad y buena apariencia estética de la retícula generada por la mampostería.

5. Plomo (verticalidad).

Es la medida de la verticalidad (perpendicularidad) de la superficie de la pared, con relación a un plano de referencia horizontal, previamente elegido, la cual se puede medir con una plomada.

6. Alineamiento longitudinal.

Es la medida de que tan recto quedo la pared en sentido de su eje horizontal, independientemente de su condición de verticalidad, pero sin tenerse que ajustar a un determinado eje (orientación) de diseño.

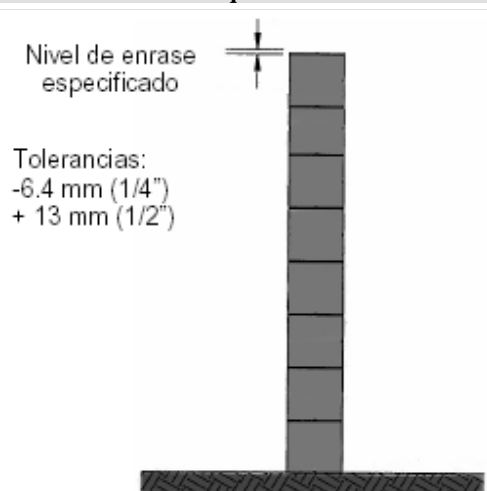
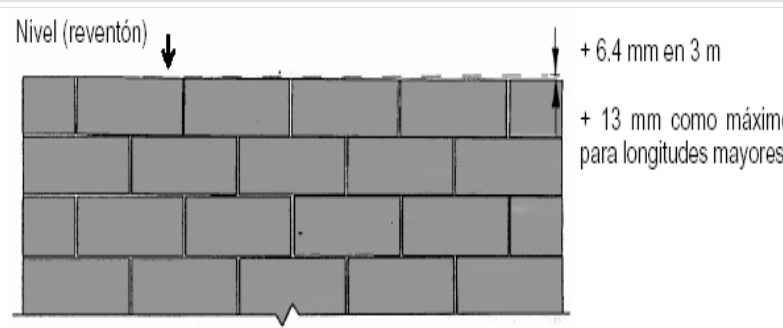
7. Tolerancia de elementos en planta (orientación).

Es la medida de qué tanto se ajusta el eje horizontal de la pared al eje de diseño, independientemente de su condición de verticalidad y alineamiento.

8. Tolerancia de elementos en elevación (escalonamiento, desplazamiento).

Es la medida de que tanto se desplaza el eje horizontal de la pared con respecto a la pared correspondiente del nivel inferior y superior y cómo se acumulan estos desplazamientos en toda la altura de la edificación.

Tabla 5.6 Tolerancia permitidas en el Art. 3.3 G. de La Especificación para Estructuras de Mampostería.

Tipo de Tolerancia		Mínimo	Máximo	Esquema	
1. Dimensiones de los elementos.	a. Sección transversal en elevación.	-1/4 in. (6.4 mm)	+1/2 in. (12.7 mm).	 <p>Nivel de enrase especificado</p> <p>Tolerancias: -6.4 mm (1/4") + 13 mm (1/2")</p>	
	b. Espesor de la junta mortero.	Horizontal	-1/8 in. (3.2 mm)		+1/8 in. (3.2 mm)
		Vertical	- 1/4 in. (6.4 mm)		+ 3/8 in. (9.5 mm)
c. El espacio para la lechada o ancho de la cavidad, excepto para paredes de mampostería con sistemas de marcos.		-1/4 in. (6.4 mm)	+ 3/8 in. (9.5 mm)		
2. Elementos.	a. Variaciones en nivel.	Juntas horizontales.	-1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	+1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	 <p>Nivel (reventón)</p> <p>+ 6.4 mm en 3 m</p> <p>+ 13 mm como máximo para longitudes mayores</p>
			-1/2 in. (12.7 mm) máximo.	+1/2 in. (12.7 mm) máximo	

Tipo de Tolerancia		Mínimo	Máximo	Esquema	
2. Elementos. (continuación)	a. Variaciones en nivel. (continuación)	En la parte superior de las paredes portantes.	-1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	+1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	
			-1/2 in. (12.7 mm) máximo	+1/2 in. (12.7 mm) máximo	
	b. Variación del plomo.		-1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	+1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	
			-3/8 in. (9.5 mm) en 20 ft (6.10 m)	+3/8 in. (9.5 mm) en 20 ft (6.10 m)	
			-1/2 in. (13 mm) máximo	+1/2 in. (13 mm) máximo	
	c. Variación del alineamiento longitudinal.		-1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	+1/4 in. (6.4 mm) en 10 ft (3.05 m)	
			-3/8 in. (9.5 mm) en 20 ft (6.10 m)	+3/8 in. (9.5 mm) en 20 ft (6.10 m)	
			-1/2 in. (13 mm) máximo	+1/2 in. (13 mm) máximo	

Tipo de Tolerancia		Mínimo	Máximo	Esquema
2. Elementos. (continuación)	d. Alineación de columnas y paredes (parte inferior versus parte superior).	-1/2 in. (12.7 mm) para paredes portantes	+1/2 in. (12.7 mm) para paredes portantes	
		-3/4 in. (19.1 mm) para paredes no portantes	+3/4 in. (19.1 mm) para paredes no portantes	
3. Ubicación de los elementos.	a. Planta.	-1/2 in. (12.7 mm) en 20 ft (6.10 m)	+1/2 in. (12.7 mm) en 20 ft (6.10 m)	
		-3/4 in. (19.1 mm) máximo	+3/4 in. (19.1 mm) máximo	
	b. Elevación.	-1/4 in. (6.4 mm) en altura por nivel	+1/4 in. (6.4 mm) en altura por nivel	
		-3/4 in. (19.1 mm) máximo	+3/4 in. (19.1 mm) máximo	

Tolerancias para la colocación de acero vertical.

Como se mencionó, el artículo 3.4 B.7 de la especificación, cubre las tolerancias sobre colocación del refuerzo. De forma general el artículo expresa lo siguiente:

Las tolerancias para la colocación de acero en paredes y elementos a flexión serán $\pm 1/2$ pulgadas (12.7 mm) cuando la distancia de la línea central de acero para la cara opuesta de la mampostería, d , sea igual a 8 pulgadas (203 mm) o menos, ± 1 pulgadas (25.4 mm) para d igual a 24 pulgadas (610 mm) o menos, pero mayor que 8 pulgadas (203mm), y $\pm 1 1/4$ pulgadas (31.8 mm) para d mayor que 24 pulgadas (610 mm).

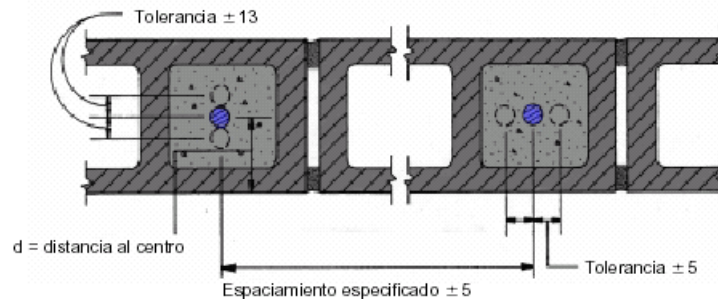


Figura 5.75

Tolerancias del acero vertical en celdas reforzadas.

5.4.14 LIMPIEZA FINAL.

La mampostería expuesta debe ser limpiada de toda mancha, florescencia, mortero o gotas de lechadas y escombros. Las operaciones de limpieza actúan sobre la apariencia final de la mampostería.

Materiales o procedimientos impropios pueden dificultar la remoción o decolorar permanentemente la superficie, y en algunos casos extremos dañarlas juntas de mortero y las unidades. Aún con la protección de la construcción en el lugar, embarres o salpicaduras pueden ocurrir durante la construcción. Mientras las salpicaduras frescas de mortero pueden ser medianamente fáciles de limpiar, remover manchas y mortero curado puede no serlo.

La principal regla cuando limpiamos mampostería es tratar de la forma más delicada al

principio. Químicos de limpieza son usados regularmente en la limpieza de paredes de mampostería nuevas. Sin embargo, las recomendaciones y aplicaciones de los fabricantes deben ser seguidas. Humedecer la pared, diluir el producto de limpieza y enjuagar después de la limpieza son pasos importantes. Diferentes materiales de mampostería tal como: ladrillo, bloque de concreto, bloque de vidrio, piedra y mortero requieren diferentes técnicas y productos de limpieza. A raíz de esto, muchos fabricantes proveen información sobre los métodos y productos compatibles de limpieza. Cuando diferentes tipos de unidades son combinadas en una pared, los fabricantes o propietarios deberían consultar antes sobre los productos y la implementación del proceso de limpieza. Pruebas sobre secciones deberían ser realizadas antes de efectuar los procesos de limpieza sobre toda la pared.

5.4.15 MANTENIMIENTO.

Los acabados de fachadas son la parte de las edificaciones que más se ven amenazadas por el deterioro, ya que soportan las lluvias., el polvo, los vientos, el sol, los cambios de temperatura, la contaminación ambiental; por esto es importante tener especial cuidado con su ejecución, protección y mantenimiento.

Para un buen mantenimiento de las fachadas se debe tener en cuenta:

- Durante el diseño de la fachada y de la vivienda en si, la provisión de un sistema de fijaciones que permita la colocación fácil y segura de andamios para el acceso a todos los puntos de la fachada para poder hacerles un mantenimiento.
- Planear la ejecución de un mantenimiento rutinario de limpieza y protección (lavado y aplicación de hidrófugos o pintura) cada 3 a 5 años.
- Revisar y reacondicionar todos los sellos de las juntas de la vivienda.
- Realizar las actividades de reparación extraordinaria que aparezcan como sellado de fisuras, fijación de unidades sueltas, etc.

1. Limpieza.

Antes de aplicar recubrimientos como pinturas o hidrófugos es necesario limpiar bien la superficie para generar una mayor adherencia. Dentro de los métodos que pueden seguir

para la limpieza de las paredes son: Limpieza por barrido, por aspirado, con chorro de aire, con vapor y con herramientas mecánicas.

2. Tratamiento de las eflorescencias.

En paredes deficientes o no protegidas contra la humedad y expuestas a la intemperie, puede penetrar humedad dentro de la pared de bloque de concreto, la cual al salir, arrastra sales solubles y cal libre, presentes en el interior del concreto de los bloques. Al secarse la humedad sobre la superficie del bloque se hace visible dichas sales, que le dan una coloración blanquecina a la superficie, conocida como eflorescencias.

Este mismo fenómeno se presenta durante el almacenamiento de los bloques a la intemperie, bien sea en la planta o en la obra, y durante el secado progresivo de los mismos. Si no hay migración de humedad no habrá eflorescencias.

Causas físicas.

- Sales solubles presentes en el bloque.
- Exceso de cal en el mortero.
- Sales solubles existentes en el mortero de pega y de inyección.
- Sales solubles provenientes del suelo, cuando la pared esta construida contra este sin filtros ni impermeabilizaciones.
- Contaminación de los bloques en la obra.
- Exceso en la cantidad o en la concentración del ácido de lavado.
- Entrada del agua por las fisuras.

Medidas preventivas.

- Emplear bloques lo más secos y limpios posibles, sin ningún tipo de contaminación y proteger la mampostería del humedecimiento posterior a su elaboración.
- Escoger marcas de bloque que, por experiencia, tengan menos tendencia a generar este problema.

- Diseñar y construir adecuadamente los cortagoteras y remates de las paredes para que no haya penetración de agua por su parte superior.
- Impermeabilizar bien las fachadas, terrazas y zonas que puedan aportar humedad a las paredes del bloque.
- Aplicar hidrófugos a las fachadas para prevenir la penetración de humedad posterior a la terminación de la construcción.

Medidas correctivas.

- Corregir el ingreso de humedad por problemas constructivos.
- Limpiar las superficies y aplicar un hidrófugo.

3. Fisuras.

Cuando comienzan a aparecer fisuras como, por ejemplo, con forma de escalera, se recomienda esperar un tiempo prudencial para iniciar las reparaciones. Para esto se debe empezar por limpiar la superficie de la pared (retiro de pintura y repello) en una faja de aproximadamente 50 mm de ancho a lado y lado de la fisura, hasta encontrar la pared del bloque. Luego se aplica una mano de adherente acrílico impermeabilizante y con el se pega un geotextil de 40 g/m², aplicando nuevamente otra mano de adherente acrílico. Finalmente se repella y se afina.

Penetración del agua a través de las juntas con mortero.

Se debe remover el mortero de pega en la zona con filtración y se reemplaza por un mortero elástico. Se recomienda revisar bien las paredes y usar retenedores de humedad y cal hidratada en el mortero de pega, ya que, en aproximadamente 6 meses, esta es capaz de sellar pequeñas fisuras.

Una vez reparadas las juntas con problemas, se aplica un hidrófugo exterior y se procede a la reparación de acabados interiores, una vez se haya secado la zona.

4. Reconstrucción del sello de juntas.

Cuando se haya salido los sellos preformados, se deben volver a colocar utilizando los pegantes adecuados cuando se requieran.

Si se ha cristalizado la masilla elastoplástica de sello debe retirar completamente y limpiar bien la cavidad y volver a colocar masilla nueva en todo el espacio. No se debe hacer remiendos colocando delgadas capas de masilla o sellando porosidades de masilla endurecida con masilla nueva.

Luego de haber descrito cada uno de los procesos constructivos y de haber conocido los componentes del aseguramiento de la calidad en las etapas de diseño y construcción; a continuación se ha desarrollado un *Check-List* de las actividades que deben de ser controladas en un proyecto de vivienda de mampostería de bloque de concreto.

5.4.16 PROPUESTA DE GUÍA PARA EL CONTROL DE CALIDAD EN EL PROYECTO DE UNA VIVIENDA DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE DE CONCRETO.

La configuración de un proyecto y el éxito del mismo depende en gran medida de dos momentos, por un lado la formulación y luego el proceso de ejecución, sin embargo, en cada una de estas etapas o sub-etapas se generan una serie de lineamientos que deben cumplirse de manera coherente y lógica, con el fin de garantizar el total y pleno desempeño de todos los procesos.

Es así que se presenta el siguiente formulario de todas las actividades involucradas en las distintas etapas del proyecto de una vivienda y de las cuales se puede ejercer un tipo de control, ya que existen actividades que son parte de la etapa de formulación las cuales no se pueden controlar, tal es el caso de las fases iniciales de un anteproyecto donde el propietario expone sus ideas y se generan las distintas alternativas.

El formulario propuesto puede ser utilizado para ejercer un control de calidad en el proyecto de una vivienda de mampostería de bloque de concreto, tanto en la etapa de

diseño como en la ejecución del mismo. En la etapa de diseño, los controles se basan en la verificación de que se hayan generado todos los documentos necesarios para asegurar la confiabilidad del diseño de la estructura, y que en ellos se detalle toda la información que asegure el apego a las normativas vigentes. La etapa de ejecución, esta orientada hacia el constructor, ya que el es el único responsable de la calidad de sus obras y por lo tanto, es el que debe guardar evidencia de los controles. Sin embargo, es de hacer notar que dicho formulario esta enmarcado en los sistemas estudiados previamente y para los cuales sea limitado la investigación, es decir, soleras corridas, para el sistema de fundación, losa ligerada tradicional (formada por viguetas y bovedillas) para el sistema de entrepiso y polines espaciales y tipo C, para el sistema de techo.

La configuración del formulario, se describe a continuación:

En la primera columna denominada “*Actividades*” se detallan todas las tareas y sub-tareas que intervienen en cada una de las etapas consideradas de las cuales se puede ejercer un cierto control. Como por ejemplo, para el caso de las paredes de mampostería de bloque de concreto, se establece que antes de comenzar a levantar las paredes, se deberá contar con estudios previos que permitan conocer ciertas propiedades de los materiales, como la resistencia a la compresión y absorción de los bloques, si este criterio se cumple, la siguiente casilla denominada como “*Cumple*”, se deberá marcar como prueba del criterio se ha cumplido, en caso contrario se deberá marcar la siguiente casilla “*No Cumple*”, por no satisfacer dicho requisito.

Si la actividad incluye algún comentario o si se desea incluir algunas observaciones a la misma, se ha destinado la columna denominada “*Comentarios*”, en donde se podrá exponer cualquier inconformidad o desacuerdo. Sin más preámbulos, a continuación se presenta este formulario.

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

[Check-list.xls](#)

CAPITULO VI

PROPUESTA DE REVISION ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA.

6.1 GENERALIDADES.

A lo largo del desarrollo de este estudio, se han expuesto las bases teóricas de los aspectos más importantes que hay que valorar para garantizar el óptimo desempeño de todas las etapas del proyecto de una vivienda. No obstante, la etapa de diseño es sin duda una de las más importantes, y a la que menos atención se le presta en proyectos de vivienda, es por ello, que partiendo de toda la información recopilada anteriormente, el desarrollo de este capítulo tiene como objeto el establecimiento de una metodología para la revisión estructural de una vivienda, como insumo para el control de calidad en esta etapa tan crucial del proyecto.

Para el desarrollo de esta metodología se realizarán dos tipos de análisis, uno cualitativo, cuya razón de ser es la evaluación de los aspectos relativos a la estructuración de la vivienda, y el segundo, un análisis cuantitativo que conlleva la determinación de las acciones internas en los distintos elementos. Para ello, se realizará un modelo tridimensional que permita evaluar el comportamiento estructural de cada uno de los elementos componentes de la estructura, dicho análisis se realizará mediante el programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*), en su versión 1.8.15, el cual permitirá desarrollar el modelo matemático tridimensional de manera detallada con Malla de Elementos Finitos; y apegado al comportamiento que dicha estructura experimentara para las cargas gravitacionales y/o accidentales; y además obtener las fuerzas y esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales; y así garantizar la integridad del sistema y seguridad de los usuarios.

Muchos profesionales no justificarían el modelaje de una vivienda por medio de un modelo tridimensional de elementos finitos, debido al mito de considerar que las viviendas no necesitan ser diseñadas y basta con seguir los detalles que tradicionalmente se ha aceptado para cada uno de los elementos componentes de las viviendas para lograr resultados satisfactorios. Sin embargo, los sistemas estructurales que conforman las viviendas son tan complejos de analizar que un análisis manual se quedaría corto, es decir, no existe una metodología a seguir que permita obtener de forma simplificada

resultados similares a los obtenidos por medio de un análisis 3D, lo cual justifica la realización de este tipo de modelos para estas estructuras.

A continuación, como primer punto, se describirán de manera general las particularidades del proyecto en estudio.

6.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El proyecto consiste en la construcción de una vivienda de dos niveles, la cual se concibe bajo el punto de vista de la ingeniería estructural como una estructura cuya resistencia a cargas gravitacionales y a cargas de sismo es proporcionada por las paredes en su totalidad (sistemas estructurales tipo cajón).

Para el análisis, se tomo como modelo una vivienda de la Urbanización “*Las Jacarandas*”; ubicada en la autopista a Santa Ana, Km 24+688.45, Cantón Angostura, jurisdicción de Colon, Depto. de La Libertad.

Esta vivienda fue elegida debido a que su configuración arquitectónica cumple en muchos aspectos con las disposiciones establecidas en La Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas del país, tal como se podrá verificar en las siguientes secciones; lo que se pretende demostrar, es que el hecho de que la vivienda cumpla con los criterios establecidos por la norma, no la exime de problemas que son típicos de estos sistemas estructurales, tales como, concentraciones de esfuerzos en los cargaderos y repisas, problemas en la fundaciones, especialmente en aberturas de puertas y pasillos donde no exista pared sobre ella, problemas de flexión en el topping de la losa de entepiso, etc. Por lo tanto, las recomendaciones de la norma son importantes pero el análisis no debe limitarse al cumplimiento de estos criterios.

A continuación se describirá con más detalle los aspectos arquitectónicos de la vivienda.

La vivienda consta de dos niveles, alojando sala, comedor, cocina, baño social, área de servicio y jardín en el primer nivel; teniendo en el segundo nivel únicamente las

habitaciones y un baño. Las medidas totales en planta son 5.60 m de frente y 8.15 m de fondo; la altura de los niveles es de 2.75 m en el primer nivel y 6.15 m a nivel del techo. El acceso principal al piso superior lo conforman unas escaleras.

Para conocer gráficamente las áreas que conforman el proyecto, a continuación se muestran las plantas arquitectónicas y de techo de los diferentes niveles, además de las elevaciones principales de la vivienda⁸⁷.

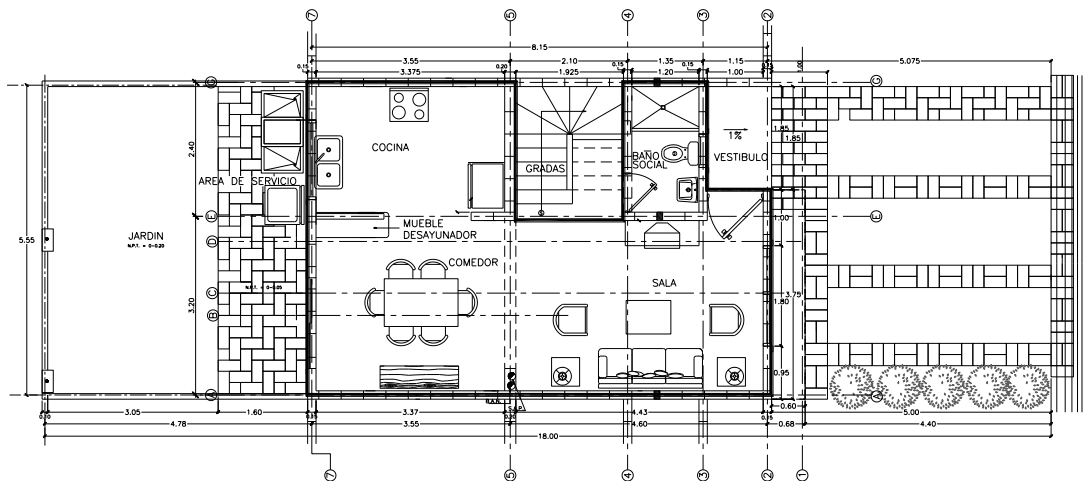


Figura 6.1

Planta arquitectónica del primer nivel.

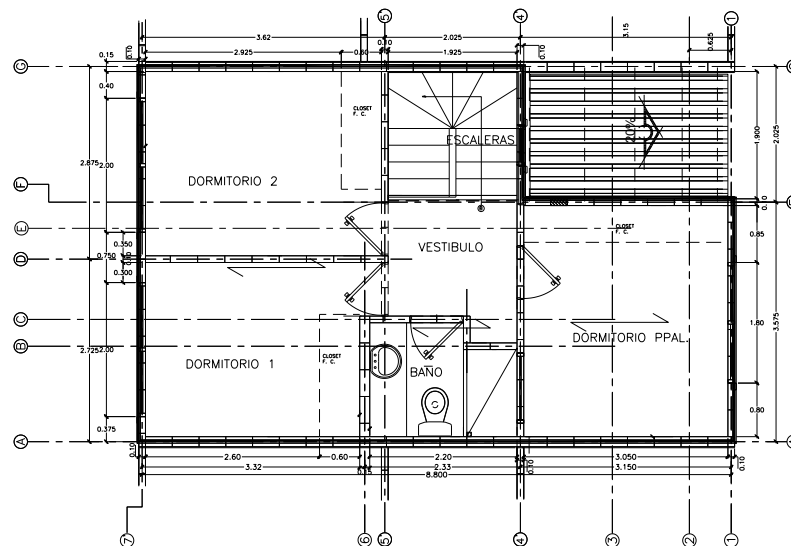


Figura 6.2

Planta arquitectónica del segundo nivel.

⁸⁷ Todas las plantas y elevaciones que a continuación se presentan, fueron obtenidas de los planos de la "Urbanización Jacarandas" proporcionados por Grupo Roble.

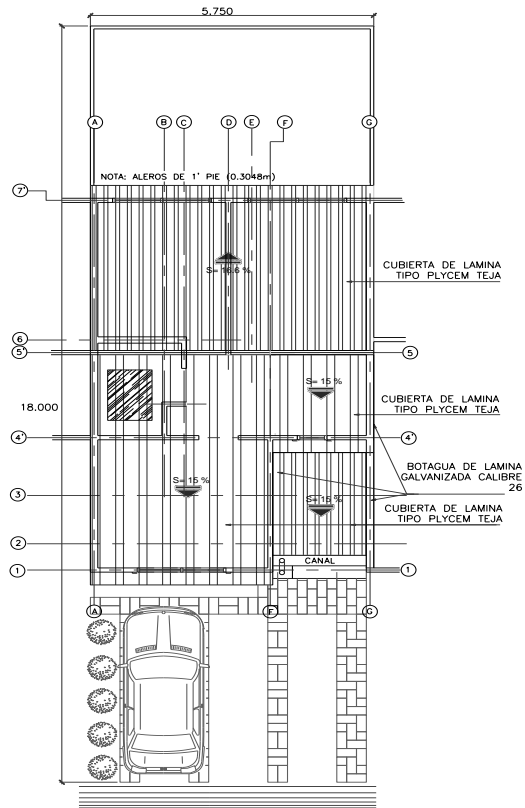


Figura 6.3 Planta arquitectónica de techos.

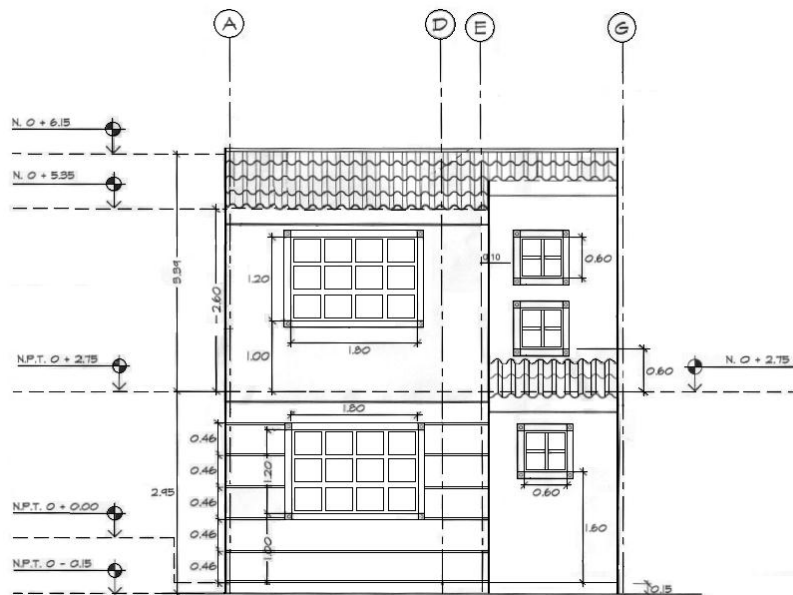


Figura 6.4 Elevación principal.

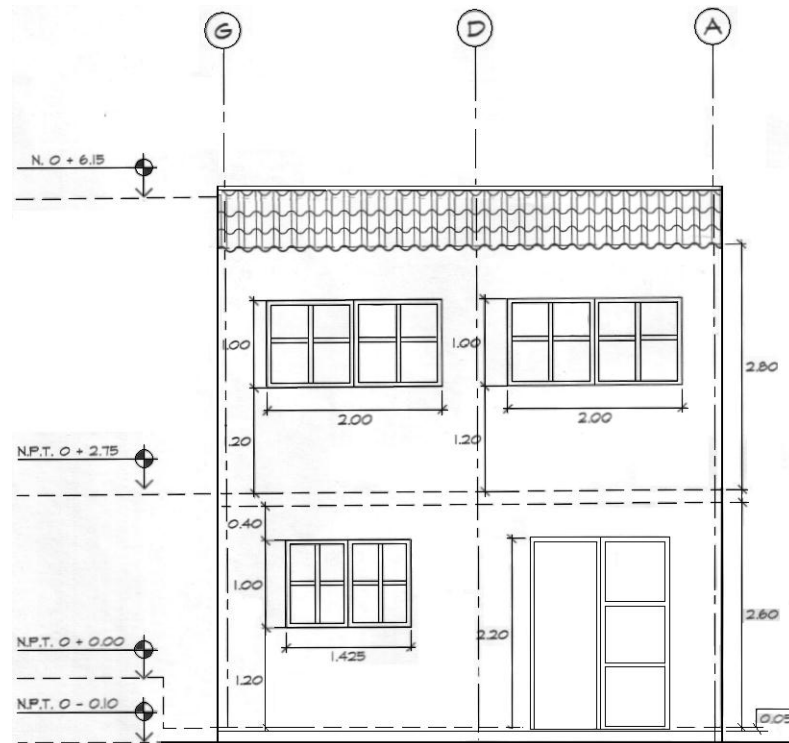


Figura 6.5

Elevación posterior.

6.3 ANALISIS CUALITATIVO DE UNA VIVIENDA.

Para iniciar con la revisión de una vivienda, se debe considerar muchos aspectos, sin embargo, la primera revisión consistirá en la evaluación de los parámetros cualitativos de la vivienda, es decir, aquellos que se pueden observar a simple vista (mediante el estudio de los planos), y sin la realización de cálculos muy complejos; tal es el caso de la cantidad de paredes para resistir el cortante aplicado en una dirección, relaciones de forma, continuidad de la paredes del primer y segundo nivel, y demás disposiciones de estructuración estudiadas con anterioridad, específicamente en la sección 3.2.1 del capítulo III (pagina 104).

Para llevar a cabo esta primera revisión, se tomaran las recomendaciones que relativo a la configuración arquitectónica brinda La Norma Especial para Diseño y Construcción de viviendas, expuestos en la siguiente sección.

6.3.1 REVISION DE LOS CRITERIOS DE ESTRUCTURACION PROPUESTOS POR LA NEDCV.

En el capítulo III se establecieron los criterios de estructuración dados por La Norma Especial para Diseño y Construcción de viviendas, ahora se van a poner en práctica para evaluar el cumplimiento de estos parámetros, que a pesar de ser simples recomendaciones, su cumplimiento contribuye a mejorar el comportamiento de la vivienda en general. Entre las revisiones a realizar tenemos:

1. *Cantidad mínima de paredes en cada dirección.*

Como se describió anteriormente, la vivienda tiene 5.60 m de frente por 8.15 m de fondo, además se construirá en la ciudad de Colón en el departamento de la Libertad, que se encuentra ubicado en la Zona de Riesgo Sísmico I, será de dos niveles con cubierta ligera. Las paredes serán de mampostería con refuerzo interior, reforzadas cada 40 cm (para la revisión se considerarán condiciones de refuerzo mínimo por lo que se tomará que el refuerzo se colocará cada 60 cm) y tendrán un espesor nominal de 15 cm en la primera planta y 10 cm en la segunda.

La longitud efectiva de las paredes estructurales requerida en cada dirección se calcula como:

$$L_m = \frac{CDP \cdot A_p}{t_{eq}}$$

Donde los parámetros involucrados fueron definidos en la sección 3.4.1.1 del capítulo III, página 150.

Como primer paso se procede a calcular el A_p , como la sumatoria del área de entrepiso y el área de cubierta, de la siguiente manera:

$$\text{Área de entrepiso} = 8.15 \times 5.60 = 45.64 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de cubierta} = 8.15 \times 5.60 \times 0.6 = 27.38 \text{ m}^2$$

$$A_p = 45.64 + 27.38 = 73.02 \text{ m}^2$$

Con $A_p = 73.02 \text{ m}^2$, $CDP = 7.6$ (ver tabla 3.9, pagina 156) y $t_{eq} = 104 \text{ mm}$ (ver tabla 3.2, pagina 111) para refuerzo cada 60 cm, tenemos:

$$L_m = \frac{(7.6 \times 73.02)}{104} = 5.33 \text{ m}, \text{ en cada direcci3n.}$$

En la segunda planta, la longitud efectiva de las paredes ser3:

$$\text{3rea de cubierta} = 27.38 \text{ m}^2$$

Al igual que en la primera planta, el refuerzo vertical se colocar3 cada 60 cm, por lo que:

$$L_m = \frac{(7.6 \times 27.38)}{104} = 2.00 \text{ m}, \text{ en cada direcci3n.}$$

Para comparar los resultados obtenidos con las longitudes efectivas de las paredes en cada direcci3n de la vivienda en an3lisis, en los cuadros 6.1 y 6.2, se presentan dichas longitudes para cada direcci3n⁸⁸.

Tabla 6.1 Longitud efectiva de paredes en la primera planta.

EJE	ENTRE	LONGITUD <i>L</i> (m)	ALTURA <i>H</i> (m)	Longitud de paredes en la direcci3n "x"			Longitud de paredes en la direcci3n "y"		
				<i>H/L</i>	<i>F_{AE}</i>	<i>L'</i>	<i>H/L</i>	<i>F_{AE}</i>	<i>L'</i>
7	A-A'	0.475	2.600	5.473	0.059	0.028	-	-	-
7	C'-E'	1.400	2.600	1.857	0.513	0.718	-	-	-
7	E"-G	0.675	2.600	3.852	0.119	0.080	-	-	-
5	E-G	2.401	2.600	1.083	1.000	2.401	-	-	-
5	E-G	0.400	2.600	6.500	0.042	0.017	-	-	-
4	E"-G	1.572	2.600	1.654	0.646	1.016	-	-	-
3	D'-F'	0.925	2.850	3.082	0.186	0.172	-	-	-
3	F"-G	0.872	2.850	3.270	0.165	0.144	-	-	-
2	A-A"	0.875	2.600	2.973	0.200	0.175	-	-	-
2	C'''-F	1.000	2.600	2.600	0.262	0.262	-	-	-
A	2-7	8.150	2.600	-	-	-	0.319	1.000	8.150
E	3-4	1.345	2.600	-	-	-	1.934	0.473	0.636
E	5-7	0.582	2.600	-	-	-	4.470	0.089	0.052
G	2-7	8.150	2.600	-	-	-	0.319	1.000	8.150
TOTAL						5.014			16.988

⁸⁸ La longitud efectiva de las paredes se calcula tal como se expuso en la secci3n 3.4.1.1 del capitulo III especficamente, dentro de los criterios generales de an3lisis dados por la NEDCV para la utilizaci3n del m3todo simplificado de an3lisis (ver p3g. 153).

Tabla 6.2 Longitud efectiva de paredes en la segunda planta.

EJE	ENTRE	LONGITUD L (m)	ALTURA H (m)	Longitud de paredes en la dirección "x"			Longitud de paredes en la dirección "y"		
				H/L	F _{AE}	L'	H/L	F _{AE}	L'
7'	A-A'	0.48	2.80	5.895	0.051	0.024	-	-	-
7'	C"-D"	0.75	2.80	3.733	0.127	0.095	-	-	-
7'	F"-G	0.48	2.80	5.895	0.051	0.024	-	-	-
6	A-C	1.85	3.10	1.676	0.630	1.165	-	-	-
5'	G-F	2.025	3.40	1.679	0.627	1.271	-	-	-
4"	B-C	0.45	3.10	6.889	0.037	0.017	-	-	-
4'	A-C'	2.13	3.10	1.458	0.832	1.769	-	-	-
4'	D'-F'	1.23	3.10	2.531	0.276	0.338	-	-	-
4'	F"-G	0.80	3.10	3.875	0.118	0.094	-	-	-
1	A-A"	0.80	2.60	3.250	0.167	0.134	-	-	-
1	C"-F	0.90	2.60	2.889	0.212	0.191	-	-	-
A	1-7'	8.80	3.05	-	-	-	0.347	1.000	8.800
B	4-4"	0.80	3.10	-	-	-	3.875	0.118	0.094
C	4"-6	0.6800	3.10	-	-	-	4.559	0.085	0.058
D	5-7'	3.68	3.10	-	-	-	0.844	1.000	3.675
F	1-4'	3.16	2.85	-	-	-	0.901	1.000	3.164
G	1-7'	5.65	3.05	-	-	-	0.540	1.000	5.650
TOTAL						5.123			21.441

Podemos concluir que en el primer nivel, en la dirección "x", no existe una cantidad adecuada de paredes para resistir el cortante, obteniéndose un factor de resistencia de

$$F.R. = \frac{5.01}{5.33} = 94\% \quad (F.R. = L_{e\text{existente}}/L_{e\text{requerida}}), \text{ en cambio en el segundo nivel si existe}$$

buena cantidad de paredes en cada una de las direcciones para resistir el cortante aplicado.

2. Conformación de las soleras de fundación.

Para lograr un amarre del sistema de fundación, se debe ligar todas las soleras de fundación incluso en aquellas zonas donde no exista pared (ver figura 3.39, página 184).

En la vivienda que esta siendo analizada, según se puede observar en la planta de

fundaciones (ver figura 6.7), no se cumple esta disposición completamente, ya que en el eje “E” no se le dio continuidad a la solera de fundación.

3. *Relación largo/ancho.*

Según se establece en la NEDCV, la relación entre la dimensión mayor de la vivienda no debe exceder de tres veces la dimensión menor, es decir:

$$\frac{L}{A} \leq 3.0$$

Para la vivienda en estudio, $L = 8.15$ m y $A = 5.60$ m, entonces

$$\frac{8.15}{5.60} = 1.46 < 3.0 \quad O.K.$$

4. *Ubicación de las paredes simétricas.*

Con el objeto de obtener la mayor rigidez torsional posible, la NEDCV recomienda ubicar las paredes simétricas lo más cerca posible de la periferia.

Este requisito es satisfactorio por la mayoría de las viviendas, y la que se está analizando no es la excepción, ya que las paredes que son simétricas siempre son las de la colindancia.

Sin embargo, para cuantificar este requisito, la norma técnica estipula que para la verificación de la simetría, la excentricidad torsional calculada estáticamente, no debe exceder del 10% de la dimensión en planta B de la vivienda en la dirección paralela a dicha excentricidad.

El cálculo de esta excentricidad se planteó en la ecuación 3.24 (página 153), retomando esta expresión se tiene:

$$e_s = \frac{\left| \sum_i^n x_i F_{AE} A_{Ti} \right|}{\sum_i^n F_{AE} A_{Ti}} \leq 0.10B$$

La evaluación de estos parámetros, se resume en la tabla 6.3, en donde la variable x_i es la distancia entre el centro de cortante del entrepiso y la pared que se está analizando,

F_{AE} es el factor de área efectiva de las paredes de carga y A_{Ti} es el área de la sección transversal de la pared o segmento de pared. Las coordenadas del centro de cortante fueron obtenidas del modelo realizado en el ETABS ($Y_{CR} = 4.40$ m, $X_{CR} = 2.86$ m), y las diferentes distancias al eje de las paredes se muestran la figura 6.6.

De la tabla anterior obtenemos, para la dirección x-x:

$$e_s = \frac{6.745}{2.037} = 3.31 \text{ m} \geq 0.10(5.6) = 0.56 \text{ m}, \text{ y para la dirección y-y:}$$

$$e_s = \frac{44.168}{119.573} = 0.369 \text{ m} \leq 0.10(8.15) = 0.815 \text{ m}$$

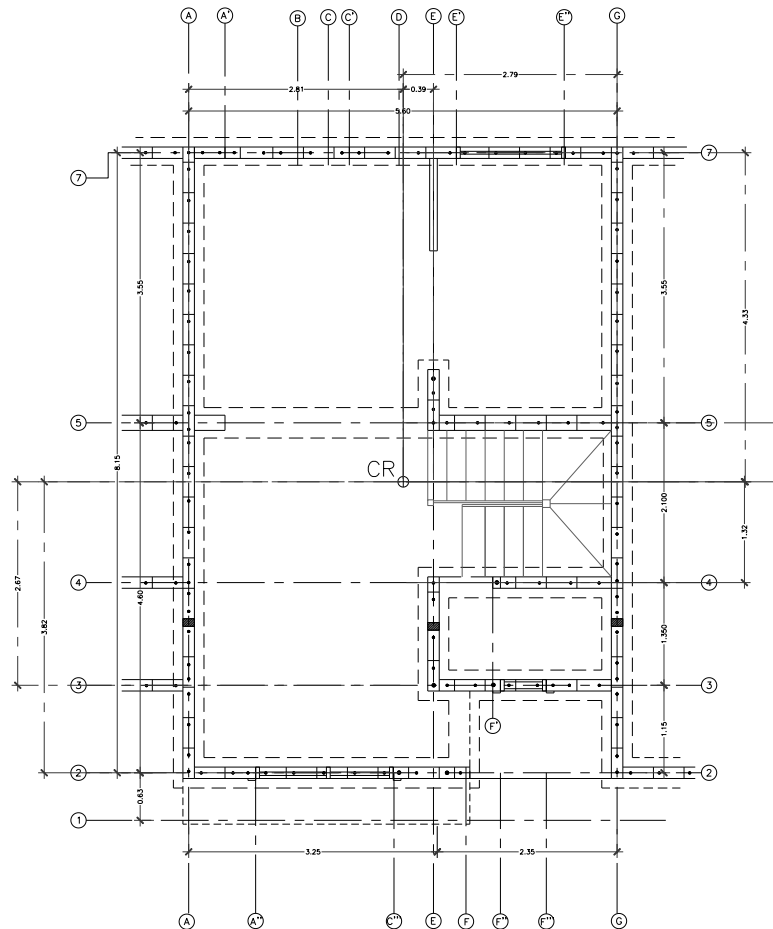


Figura 6.6

Ubicación del centro de rigidez.

Tabla 6.3 Evaluación de la excentricidad torsional estática.

Elemento	Eje	Entre	Longitud L (m)	Altura H (m)	H/L	F_{AE}	A_{Ti}	X_i	$F_{AE} * A_{Ti}$	$F_{AE} * A_{Ti} * X_i$
PARED	7	A-A'	0.475	2.600	5.473	0.059	1.235	4.33	0.073	0.316
PARED	7	C'-E'	1.400	2.600	1.857	0.513	3.640	4.33	1.867	8.084
PARED	7	E"-G	0.675	2.600	3.852	0.119	1.755	4.33	0.209	0.906
PARED	5	E-G	2.401	2.600	1.083	1.000	6.244	0.78	6.244	4.870
PARED	5	A-A'	0.400	2.600	6.500	0.042	1.040	0.78	0.044	0.034
PARED	4	F'-G	1.572	2.600	1.654	0.646	4.086	1.32	2.641	3.487
PARED	3	E-F''	0.925	2.850	3.082	0.186	2.636	2.67	0.491	1.311
PARED	3	F'''-G	0.872	2.850	3.270	0.165	2.484	2.67	0.411	1.097
PARED	2	A-A''	0.875	2.600	2.973	0.200	2.274	3.82	0.455	1.738
PARED	2	C'''-F	1.000	2.600	2.600	0.262	2.600	3.82	0.680	2.599
									2.037	6.745
PARED	A	2-7	8.150	2.600	0.319	1.000	21.190	2.81	21.190	59.544
PARED	E	3-4	1.345	2.600	1.934	0.473	3.496	0.39	1.654	0.645
PARED	E	5-7	0.582	2.600	4.470	0.089	1.512	0.39	0.134	0.052
PARED	G	2-7	8.150	2.600	0.319	1.000	21.190	2.80	21.190	59.332
									44.168	119.573

Como se puede observar, este requisito no se cumple en la dirección x-x, lo cual es producto de la baja cantidad de paredes en esta dirección, como se había comprobado en la evaluación de la cantidad mínima de paredes, no obstante la distribución de las paredes en la dirección y-y es bastante simétrica producto de las paredes de colindancia las cuales proporcionan una gran estabilidad.

5. Porcentaje de aberturas en la pared.

Para el cumplimiento de esta disposición, el área total de las aberturas en una pared no debe exceder del 35% del área de la pared. En la tabla 6.4 se puede observar el área ocupada por los huecos en cada pared.

Tabla 6.4 Porcentaje de aberturas en el área de la pared.

Eje	Área de pared	Área de aberturas	% del área de la pared
1	9.10	2.16	23.74
2	9.55	1.8	18.85
3	11.40	1.08	9.47
4'	15.45	0.72	4.66
7	31.05	8.95	28.82

6. Distancia mínimas entre aberturas, entre una abertura y el extremo de la pared.

La NEDCV, establece que deberá existir una distancia mínima de 50 cm para cumplir con este criterio y así evitar la concentración de esfuerzos cortantes y la posible formación de grietas en estos sectores. Los valores obtenidos para la vivienda en estudio se presentan en la tabla 6.5.

Tabla 6.5 Distancia mínima entre aberturas y el extremo de la pared.

Eje	Abertura	Distancia al borde izquierdo de la pared (m)	Distancia al borde derecho de la pared (m)	Distancia entre aberturas (m)
1	V-1	0.95	0.95	-
2	V-1	0.95	0.95	-
3	V-2	0.95	0.85	-
7	P-2	0.51	0.75	1.4
	V-3	-	0.64	
7'	V-7	0.45	-	0.75
	V-7	-	0.55	

Como se puede observar, únicamente la ventana V-7, no cumple este requisito, por lo que se tendrá que reforzar adecuadamente.

7. Continuidad de las paredes.

Para lograr una trayectoria definida para la transmisión de las cargas, en viviendas de dos o más niveles, es que se recomienda ubicar las paredes de forma continua (colineal). Sin embargo, este requisito muy pocas veces se cumple, puesto que la mayor densidad de paredes se ubica en la segunda planta, dejando muchos espacios libres en la primera planta que impiden que exista continuidad entre las paredes.

Justamente, esto ocurre en la vivienda analizada, en donde solamente, la pared del eje 5 y una porción de la pared del eje 4 están ubicadas de forma continua.

8. Separación entre elementos que soportan cubiertas flexibles.

Para garantizar la estabilidad de la estructura de techo, la NEDCV, sugiere controlar que la distancia máxima entre elementos verticales soportantes (paredes) no exceda de 4 m.

En el caso de la vivienda, todas las paredes satisfacen este criterio, la distancia máxima se da entre los ejes G7' y G5', siendo esta de 3.62 m.

En la tabla 6.6 se presenta de forma resumida la evaluación de estos criterios.

6.4 ANALISIS CUANTITATIVO DE UNA VIVIENDA.

El análisis cuantitativo consiste en la determinación de las acciones internas (fuerzas o esfuerzos) que se desarrollan en los diferentes componentes estructurales de la vivienda, como resultado de las cargas a las que esta expuesta la estructura. Como se menciona al inicio de este capítulo, para la realización de este análisis, se hará uso de un software especializado como lo es el ETABS.

Para llevar a cabo el modelaje es necesario conocer los aspectos que se detallan a continuación:

6.4.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.

La estructura en cuestión consiste en un sistema de paredes perimetrales de bloque de concreto con refuerzo integral soportan una cubierta de techo flexible.

El sistema estructural de la vivienda se resume, básicamente, con las siguientes características:

Tabla 6.6 Check-list de los requisitos de estructuración dados por la NEDCV.

Criterio de estructuración	Requisito	Valor promedio		Cumple	No cumple	Observaciones
		Dir. X	Dir. Y			
Cantidad mínima de paredes en cada dirección.	En c/dirección	Dir. X	Dir. Y			El valor de comparación esta en función de las características propias de cada vivienda, por lo que el valor presentado es propio de la que se esta analizando.
	5.33 (1 nivel)	5.01	16.99		×	
	2.00 (2 nivel)	5.23	21.44	×		
Conformación de las soleras de fundación.	-		-		×	No se cumple este criterio puesto que el eje E se pierde la continuidad.
Relación (dimensión mayor/dimensión menor)	> 3		1.46	×		Cumple
Ubicación de las paredes simétricas.	056 (en "x")	3.31			×	No Cumple
	0.815 (en "y")		0.369	×		Cumple
Porcentaje de aberturas en la pared.	35%		17.11%	×		Cumple
Distancia mínima entre dos aberturas y entre una abertura y el extremo de la pared	50 cm		0.77 cm	×		La ventana V-7 ubicada en la parte posterior de la vivienda, es la única que no cumple esta disposición
Continuidad de las paredes.	-		-		×	Solamente las paredes ubicadas en el eje 4 poseen continuidad.
Separación entre elementos que soportan cubiertas flexibles.	4		2.99	×		Cumple
Separación de la vivienda de sus linderos con los predios vecinos o de otros cuerpos habitacionales de la misma construcción.	3.0 cm	2.5 cm			×	En los planos, se detalla que debe proveerse una junta sísmica de 2.5 cm, la cual no cumple con lo especificado por la norma.

6.4.1.1 Sistema de fundación.

El sistema de fundaciones consiste en soleras de fundación de 25x40 cm y desplantadas a 50 cm del nivel de piso terminado, distribuidas según se muestra en la figura 6.7.

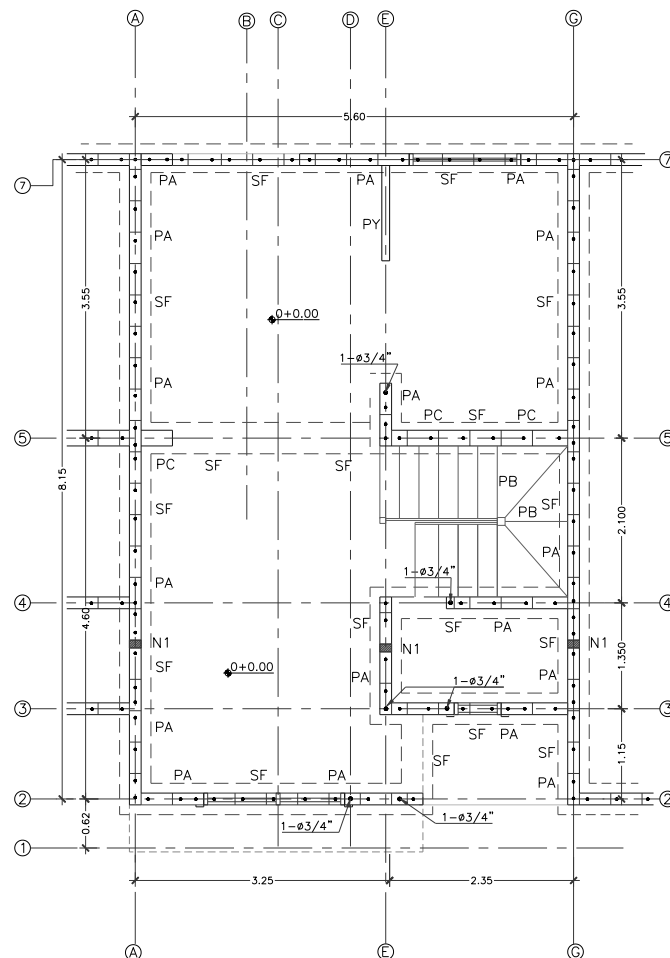


Figura 6.7

Planta de fundaciones.

6.4.1.2 Sistema de piso.

La losa de entrepiso, estará formada por una losa ligerada, la cual se conforma utilizando viguetas pre-esforzadas VT1-15, y una losa densa de concreto reforzado (espesor $e = 5$ cm) construida sobre los bloques de concreto, apoyados en las viguetas, cuya dirección de carga se aprecia en la figura 6.8.

En esta figura se puede observar, que la configuración del entrepiso no es la más adecuada, puesto que las viguetas cargan directamente sobre los cargaderos, lo cual no es muy recomendable debido a que estos elementos son más vulnerables.

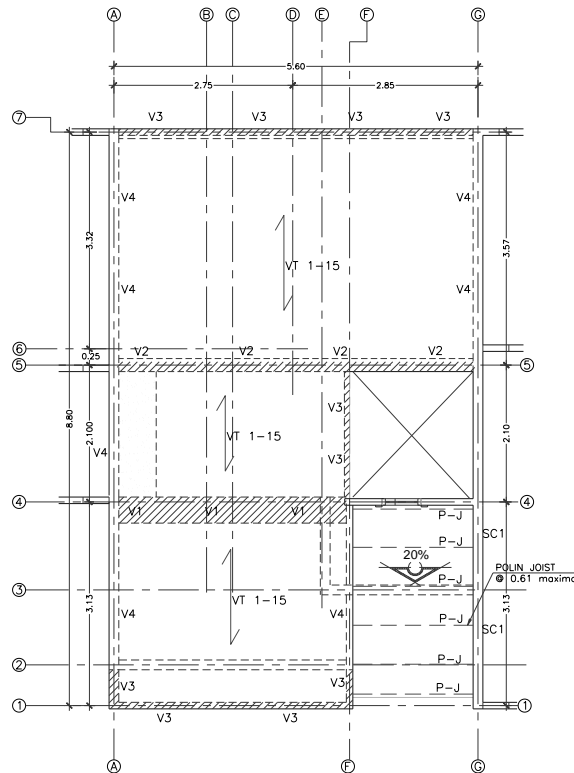


Figura 6.8

Planta de entrepisos.

6.4.1.3 Sistema de paredes.

Las paredes son los elementos estructurales que soportan las cargas verticales y además, son los elementos que proporcionan la seguridad ante las fuerzas laterales provocadas por el sismo. Las paredes son de bloque de concreto, con espesores variables, así encontramos, en la primera planta, que todas las paredes son de 15 cm a excepción de la pared del eje 5, que es de 20 cm; por su parte, en el segundo nivel, las paredes de colindancia con las viviendas vecinas son de 15 cm y todas las interiores son de 10 cm, a excepción de la del eje 6, que es de 15 cm.

6.4.1.4 Sistema de techo.

El sistema de techo, está perimetralmente rigidizado con bloques soleras, apoyados sobre paredes. La configuración es a dos aguas, con pendientes de 15% y 16.6%, tal como se aprecia en la figura 6.9.

La cubierta del techo es de lámina tipo teja, la cual esta apoyada sobre polines Joist (estos polines se indican como PJ, en la planta estructural de techos mostrada en la

figura 6.9), la modulación de estos polines es a cada 60 cm. Además, podemos encontrar polines tipo C (PC), en los voladizos conformados en la parte trasera y delantera de la vivienda; los cuales a su vez se apoyan en las soleras de coronamiento. Además se tiene una viga metálica (VM1) entre los ejes 5'F y 4F. La planta estructural de techo, se puede observar en la figura 6.9.

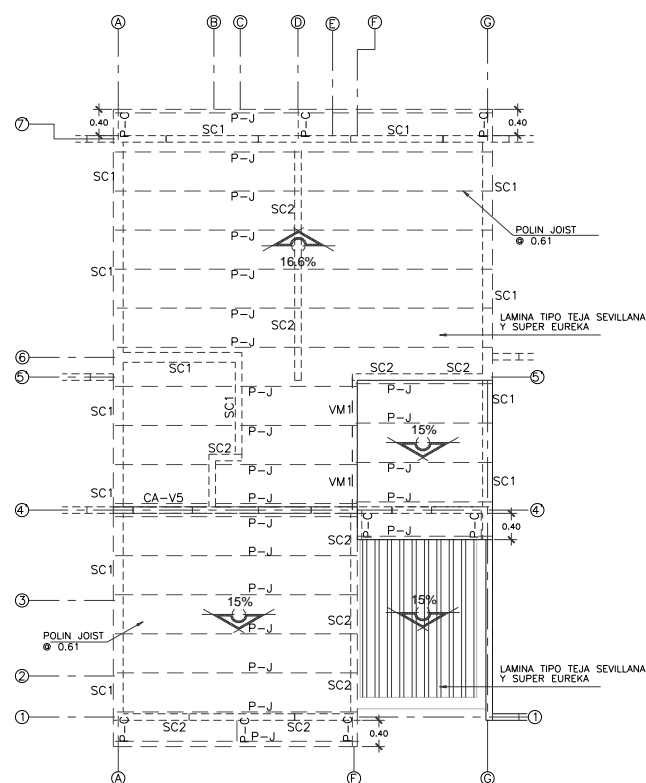


Figura 6.9

Planta estructural de techos.

6.4.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Para el modelaje de la vivienda, se tomaron los materiales con sus propiedades características, indicados en la tabla 6.7.

6.4.3 REGLAMENTOS Y REFERENCIAS DE DISEÑO.

Con respecto a la evaluación de la fuerza sísmica y de sus efectos en la estructura se utilizan los siguientes reglamentos:

- a) Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El salvador (RSEC), 1994.

b) Norma Técnica para Diseño por Sismo, 1994.

c) Elementos de Concreto Reforzado.

Reglamento de las Construcciones de Estructuras de Concreto, ACI 318, 2002

d) Mampostería Reforzada.

Reglamento de las Construcciones de Estructuras de Mampostería, ACI 530, 2002

Tabla 6.7 Principales propiedades de los materiales

Material	Propiedad	Valor
Concreto	Resistencia última a la compresión	f'_c 210 kg/cm ²
	Modulo de elasticidad	E_c 2.53x10 ⁵ kg/cm ² .
	Peso por unidad de volumen	γ_c 2400 kg/cm ³
	Modulo de Poisson	μ 0.2
	Coefficiente de expansión térmica	$\alpha.t$ 9.9x10 ⁻⁶
Mampostería	Resistencia última a la compresión	f'_m 90 kg/cm ² .
	Modulo de elasticidad	E_m 6.38x10 ⁴ kg/cm ² .
	Modulo de cortante	E_v 2.55 x10 ⁴ kg/cm ² .
	Peso por unidad de volumen	γ_c 2000 kg/cm ³
	Modulo de Poisson	μ 0.2
Acero	Resistencia mínima en fluencia	f_y 2800 kg/cm ² .

6.4.4 CARGAS UTILIZADAS.

En esta sección se describen los tipos y magnitudes de las cargas generales que serán utilizadas en el diseño del proyecto.

Las cargas verticales consideradas para el modelo estructural son las inducidas por las cargas en las losas y estructura de techo (lámina, cielo falso e instalaciones eléctricas) como cargas externas, además de los peso de las paredes.

A continuación se presenta un listado de las cargas a utilizar en el diseño:

a) Cargas muertas.

Peso volumétrico del concreto reforzado.....	2400.00 kg/m ³
Peso volumétrico de la mampostería reforzada.....	2000.00 kg/m ³
Peso de cielo falso e instalaciones.....	35.00 kg/m ²
Peso de losa adicional por imperfecciones.....	20.00 kg/m ²
Bovedilla (Losa VT1-15).....	81.72 kg/m ²
Peso de paredes de mampostería con refuerzo cada 40 cm (e = 10 cm).....	154.00 kg/m ²
Peso de paredes de mampostería con refuerzo cada 40 cm (e = 15 cm).....	230.00 kg/m ²
Peso de paredes de mampostería con refuerzo cada 40 cm (e = 20 cm).....	308.00 kg/m ²
Repellos.....	70 kg/m ²
Peso de lámina metálica.....	15.00 kg/m ²
Peso de polines joist.....	4.56 kg/m
Losa aligerada (VT1-15).....	238 kg/m ²
Losa densa (h=15 cm).....	360.00 kg/m ²
Enladrillado.....	120.00 kg/m ²
Ventanas de vidrio.....	35.00 kg/m ²

b) Cargas vivas (cv).

	Servicio	Sismo
Vivienda	170.00 kg/m ²	120.00 kg/m ²
Carga en cubierta de techo con pendiente mayor del 5%	20.00 kg/m ²	00.00 kg/m ²

En las siguientes tablas se presenta de forma resumida el proceso de bajado de cargas, para la obtención del peso sísmico a ser utilizado en la evaluación del cortante basal. Es de hacer notar que el peso calculado para el entrepiso y la cubierta incluye tanto la carga muerta, así como su correspondiente carga viva instantánea.

Así por ejemplo, haciendo referencia a la tabla 6.8 para calcular el peso de la pared del eje 7 se calcula el área de la misma descontando el área de los agujeros, la cual para este caso resulta $A_{\text{pared}} = 4.535 \text{ m}^2$.

Puesto que la pared de bloque de 15 cm, con refuerzo cada 40 cm, el peso correspondiente se obtiene del listado anterior o de la tabla 3.3 (sección 3.3.1, página 112), siendo de 230 Kg/cm^2 , adicionalmente se deberá considerar el peso del repello el cual oscila entre 70 kg/m^2 . Entonces el peso resulta:

$$w = 300 \text{ Kg/m}^2 \times 4.535 \text{ m}^2 = 1360.50 \text{ Kg}$$

$$w = 1.361 \text{ Ton}$$

Tabla 6.8 Cargas de paredes del primer nivel.

Elemento	Eje	Área (m ²)	Peso (kg/m ²)	w (Ton)
PARED	7	4.535	300.00	1.361
VENTANA	7	2.745	35.00	0.096
PARED	5	3.121	378.00	1.180
PARED	4	2.044	300.00	0.613
PARED	3	3.056	300.00	0.917
VENTANA	3	0.360	35.00	0.013
PARED	2	3.158	300.00	0.947
VENTANA	2	1.620	35.00	0.057
PARED	A	10.595	300.00	3.179
PARED	E	2.505	300.00	0.752
PARED	G	10.595	300.00	3.179

Tabla 6.9 Cargas de paredes del segundo nivel.

Elemento	Eje	Área (m ²)	Peso (kg/m ²)	w (Ton)
PARED	7'	12.440	224.00	2.787
VENTANA	7'	4.000	35.00	0.140
PARED	6	5.735	300.00	1.721
PARED	5'	8.805	224.00	1.972
PARED	4''	1.395	224.00	0.312
PARED	4'	14.728	224.00	3.299
VENTANA	4'	0.720	35.00	0.025
PARED	1	6.940	224.00	1.555
VENTANA	1	2.160	35.00	0.076
PARED	A	26.723	300.00	8.017
PARED	B	2.480	224.00	0.556
PARED	C	2.828	224.00	0.633
PARED	D	11.393	224.00	2.552
PARED	F	9.017	224.00	2.020
PARED	G	26.723	300.00	8.017

Para el cálculo del peso de la losa aligerada, se toman en cuenta los siguientes pesos promedios:

Losa Aligerada	
Peso propio	238 Kg/m ²
Enladrillado	140 Kg/m ²
CF+IE	40 Kg/m ²
Losa adicional	20 Kg/m ²
D	438 Kg/m²
L	120 Kg/m²
TOTAL	= 558 Kg/m²

Luego solamente se calcula el área que ocupa la losa, que para el caso resulta de 33.595 m², y se multiplica por el peso calculado anteriormente, dando como resultado el valor presentado en la tabla 6.10. El mismo proceso se emplea para el cálculo del peso de la losa densa y en la cubierta.

Tabla 6.10 Pesos en losa.

Elemento	Área (m ²)	Peso (D+L) (Ton/m ²)	w (Ton)
LOSA VT1-15	33.595	0.558	18.75
DENSA	1.11	0.680	0.75

6.11 Pesos en cubierta.

Ejes	Área (m ²)	Peso (D+L) (Ton/m ²)	W (ton)
1-5'	21.13	0.0596	1.26
5'-7'	20.03	0.0596	1.19

El peso de las vigas, al igual que los elementos anteriores, se obtiene fácilmente, multiplicando el peso volumétrico del concreto ($\gamma_{conc.} = 2400 \text{ Kg/m}^3$), por las correspondientes dimensiones del elemento. Así, para la viga del eje 1, se tiene una sección de 0.4x0.15 m, y una longitud de 3.5 m, por lo tanto, el peso resulta:

$$W = \gamma_{concreto} \times L \times b \times h$$

$$W = 2400 \times 3.5 \times 0.4 \times 0.15 = 504 \text{ Kg} .$$

Tabla 6.12 Pesos de vigas del primer nivel.

Elemento	Eje	Entre	Longitud (m)	b (m)	h (m)	γ_{CONCRETO} (Ton/m ³)	w (Ton)
V-1	4	A-F	3.500	0.4	0.15	2.4	0.50
V-2	5	A-F	5.450	0.2	0.40	2.4	1.05
V-3	1	A-F	4.725	0.1	0.15	2.4	0.17
	7	A-G	5.450	0.1	0.15	2.4	0.20
	F	5-4	1.925	0.1	0.15	2.4	0.07
V-4	A	2-7	8.300	0.15	0.20	2.4	0.60
	F	5-7	3.725	0.15	0.20	2.4	0.27
	G	2-4	2.525	0.15	0.20	2.4	0.18
	2	A-F	3.500	0.15	0.20	2.4	0.25
	3	E-G	3.700	0.15	0.20	2.4	0.27
SC-1	G	1-4	3.125	0.15	0.20	2.4	0.23

Tabla 6.13 Pesos de soleras de coronamiento.

Elemento	Eje	Entre	Longitud (m)	b (m)	h (m)	γ_{CONCRETO} (Ton/m ³)	w (Ton)
SC-1	6	A-C	1.800	0.15	0.2	2.4	0.13
	7'	A-G	7.390	0.1	0.2	2.4	0.35
	A	1-7'	8.700	0.15	0.2	2.4	0.63
	C	4'-6	1.400	0.1	0.2	2.4	0.07
	G	4'-7'	6.050	0.1	0.2	2.4	0.29
SC-2	1	A-F	3.700	0.1	0.2	2.4	0.18
	5'	F-G	2.125	0.1	0.2	2.4	0.10
	F	1-4'	3.050	0.1	0.2	2.4	0.15
	B	4'-5'	1.300	0.1	0.2	2.4	0.06
	D	5'-7'	3.625	0.1	0.2	2.4	0.17
CA-V5	4'	A-F	3.550	0.1	0.3	2.4	0.26

En la tabla 6.14 se ha resumido los pesos sísmicos de todos los elementos de cada nivel, con la teoría de concentración de masas estudiada con anterioridad, es decir, en el primer nivel, se concentrará la mitad del peso sísmico de las paredes arriba y abajo del entrepiso (incluyendo el peso de la losa y de las vigas del entrepiso), y en el segundo nivel la mitad de las paredes por de bajo de la cubierta, además del peso de las soleras de coronamiento y el techo.

Tabla 6.14 Resumen de evaluación de peso sísmico.			
Nivel	Elemento	W_i (Ton)	ΣW_i (Ton)
Peso Primer Nivel	Paredes	29.135	45.128
	Losa	19.501	
	Vigas	3.790	
Peso Segundo Nivel	Paredes	16.841	17.156
	Soleras	2.390	
	Techo	2.450	
Peso Sísmico Total (Ton)			74.105

c) Cargas de sismo (e).

Las cargas de sismo se evaluarán por el método de cargas estáticas equivalentes, de acuerdo a lo prescrito en la NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO POR SISMO DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR, de acuerdo a los siguientes lineamientos:

Por el área de ubicación del proyecto en cuestión dentro del mapa de riesgo sísmico presentado en la NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO POR SISMO (ver figura 3.12 de la página 118), este se encuentra dentro de la zona 1, con un coeficiente de zona $A = 0.40$. El perfil del suelo utilizado es S3 con factores de sitio iguales a: $C_0 = 3.0$ y $T_0 = 0.60$ s.

De acuerdo al uso de la edificación, esta se clasifica en el grupo de importancia III y le corresponde un factor de modificación $R = 6$ (paredes de corte) en ambas direcciones.

De forma resumida, la fórmula para la determinación del coeficiente sísmico (C_s) es la siguiente:

$$V = C_s * W$$

$$C_s = [(A * I * C_0) / R]$$

Coficiente sísmico dirección E-O

$$C_s = [(0.40 * 1.0 * 3) / 6]$$

$$C_s = 0.2$$

Coficiente sísmico dirección N-S

$$C_s = [(0.40 * 1.0 * 3) / 6]$$

$$C_s = 0.2$$

Al evaluar el peso sísmico, se obtiene un valor de, $W = 74.105$ Ton (ver tabla 6.14), por lo que el cortante basal de la estructura resulta:

$$V = C_s * W$$

$$V = 0.2 * 74.105 \text{ Ton}$$

$$V = 14.821 \text{ Ton.}$$

Además de establecer los tipos de cargas, se debe considerar las combinaciones de estas, para lo cual, se consideran las siguientes combinaciones, basadas en el método de resistencia última (LRFD)⁸⁹.

a) Combinaciones de carga de diseño.

- 1.4 D
- 1.2 D + 1.6 L
- 1.2 D + 1.0 L +/- 1.4 E_{x1} +/- 0.42 E_{y1}
- 1.2 D + 1.0 L +/- 0.42 E_{x1} +/- 1.4 E_{y1}
- 1.2 D + 1.0 L +/- 1.4 E_{x2} +/- 0.42 E_{y2}
- 1.2 D + 1.0 L +/- 0.42 E_{x2} +/- 1.4 E_{y2}
- 0.90 D +/- 1.4 E_{x1} +/- 0.42 E_{y1}
- 0.90 D +/- 0.42 E_{x1} +/- 1.4 E_{y1}
- 0.90 D +/- 1.4 E_{x2} +/- 0.42 E_{y2}
- 0.90 D +/- 0.42 E_{x2} +/- 1.4 E_{y2}

Establecidos todos estos parámetros, se procede al modelaje de la vivienda, siguiendo el proceso que a continuación se describe.

6.4.5 PROCESO DE MODELADO.

El proceso de modelado conlleva una serie de pasos lógicos, que son independientes del software utilizado para el análisis, los cuales se esquematizan en la figura 6.10 (en el anexo 4, se darán a conocer algunas generalidades del modelamiento de este tipo de estructuras mediante el ETABS).

⁸⁹ Estas combinaciones fueron presentadas en el capítulo III, además en el anexo 2 se presenta el desarrollo de cada una de ellas.

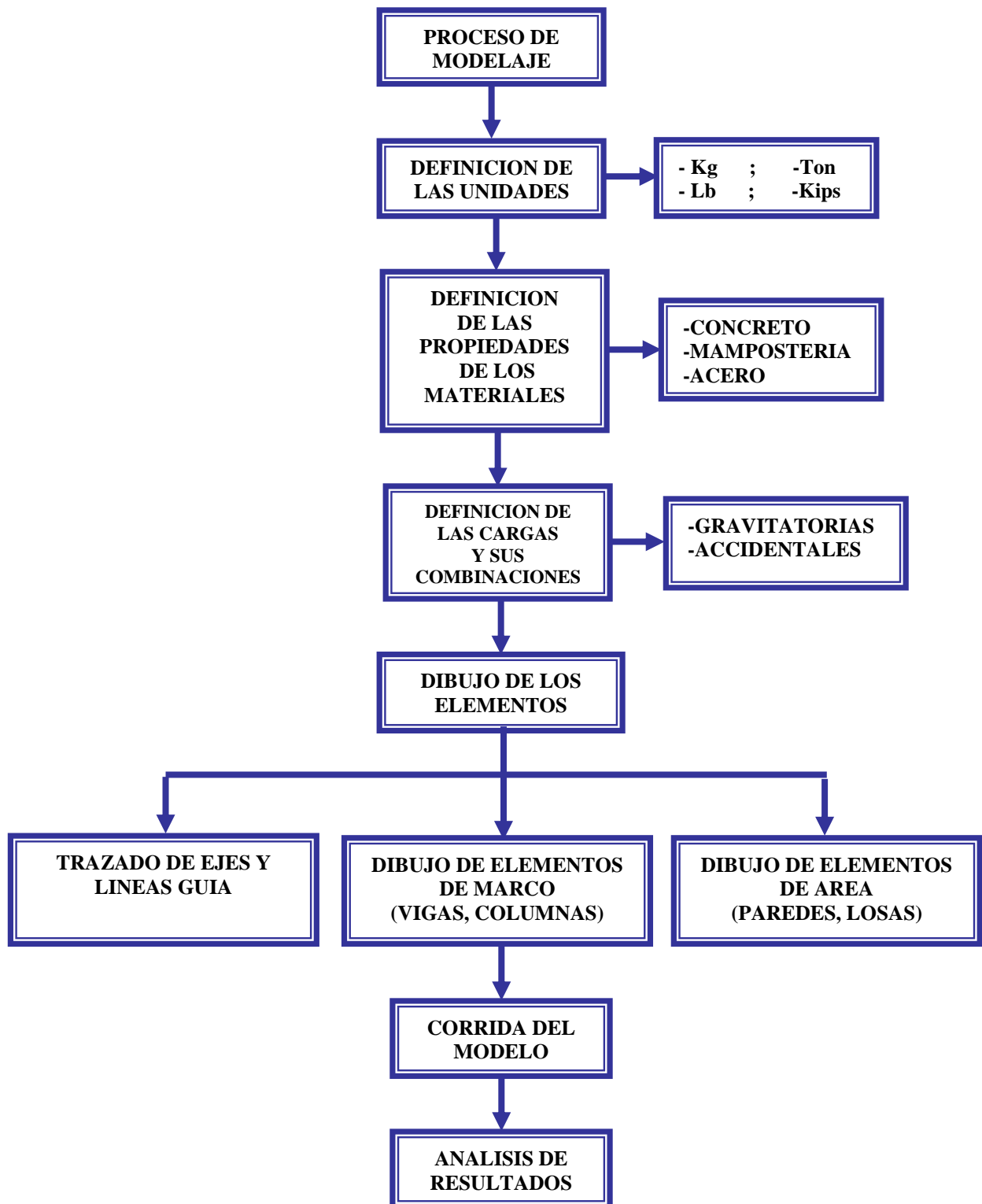


Figura 6.10 Proceso de modelaje de estructuras por medio de un software.

6.4.6 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE DE LAS PAREDES EN CADA DIRECCIÓN.

Dentro del análisis cuantitativo que se está realizando, una de las primeras revisiones consiste en chequear la capacidad a fuerza cortante proporcionada por las paredes en la dirección de análisis. Esto se logra siguiendo la metodología que se describe a continuación:

Conociendo el cortante aplicado, se procede a chequear el cortante que toma cada pared en función de su rigidez, que para efectos prácticos se considera como función de la relación L'/H (donde L' es la longitud efectiva de la pared), además, para esta revisión se tomarán únicamente la porciones de pared alrededor de las aberturas (pilas), puesto que para el cálculo del cortante tomado por los cargaderos o repisas, se requiere de otro tipo de suposiciones, fuera del alcance de este documento. Sin embargo, con los resultados provenientes del análisis por medio del ETABS, podremos conocer los valores de fuerzas y esfuerzos en estos elementos.

El siguiente paso, consiste en evaluar el cortante que resiste cada pared, para ello, se siguen los lineamientos estipulados por la NEDCV en cuanto al método simplificado “A” (ver pág. 154 del capítulo III), donde se establece que debe satisfacerse la siguiente relación:

$$\sum \text{Capacidad a cortante de las paredes en la dirección de análisis.} \geq \text{Cortante sísmico en la dirección de análisis.}$$

Esta revisión, se basa en el método de esfuerzos admisibles, donde, los esfuerzos cortantes admisibles de la mampostería no deberán exceder de $0.27 \sqrt{f'_m}$.

En la tabla 6.15 se presenta resumen de dicha revisión, mediante la cual podemos inferir que la vivienda posee una resistencia adecuada para resistir las fuerzas de corte, sin embargo, esto es válido como una primera revisión, como se mencionó anteriormente, habrá que analizar los demás elementos que conforman las paredes (cargaderos y repisas) para cuantificar sus acciones internas y así evaluar si su resistencia es excedida.

Es de hacer notar que el espesor equivalente se ha tomado considerando condiciones de refuerzo mínimo, con el objeto verificar la resistencia bajo estas condiciones tal como se verá más adelante.

Como ejemplo del cálculo del cortante aplicado, para la pared del eje 7 entre los ejes A y A', con las dimensiones establecidas se procede al calcular el factor F_{AE} para una relación H/L igual a 5.47 $\left(\frac{H}{L} = \frac{2.6}{0.475} = 5.47\right)$, como este valor es mayor que

1.33 el factor F_{AE} se calcula como:

$$F_{AE} = [1.33 L/H]^2$$

$$F_{AE} = \left[1.33 \left(\frac{0.475}{2.6}\right)\right]^2 = 0.059$$

Este factor se multiplica por la longitud real del elemento, para obtener la longitud efectiva; seguidamente se calcula la relación L'/H , con la cual se obtiene una rigidez aproximada del elemento, con esta rigidez y el cortante basal obtenido anteriormente, obtenemos el cortante aplicado, así:

$$V_{aplicado} = V_{basa} \frac{R_i}{\sum R_i}$$

$$V_{aplicado} = 14.821(0.006) = 0.089 \text{ Ton}$$

Sin embargo por efectos de comparación, se dividirá el cortante entre le área de la pared, obteniéndose:

$$V_{aplicado} = \frac{0.089}{(0.104 \times 0.475)} = 1.80 \text{ Ton} / m^2$$

El cortante resistente proviene de la evaluación de la expresión $0.27\sqrt{f'_m}$, para $f'_m = 90 \text{ Kg/cm}^2$.

$$V_{resistente} = 0.27\sqrt{90} = 2.56 \text{ Kg} / cm^2$$

Luego de haber verificado manualmente la capacidad a cortante de las paredes del primer nivel, se procede al análisis de los resultados de la vivienda comenzando con la revisión a cortante de las paredes del primer nivel, con lo cual se podrán comparar los resultados obtenidos en esta sección.

Tabla 6.15 Revisión de la capacidad a cortante de las paredes del primer nivel en cada dirección.

$$V_{\text{resistente}} = 0.27 * (f_m)^{0.5}$$

$$f_m = 90 \text{ Kg/cm}^2$$

Eje	Entre	t _{Nominal} (m)	t _{Equivalente} (m)	Longitud L (m)	Altura H (m)	H/L	F _{AE}	L'	L'/h	Ri/ΣRi	V (Ton)	V _{actuante} (Ton/m ²)	V _{resistente} (Ton/m ²)	Comparación
DIRECCION X-X														
7	A-A'	0.150	0.104	0.475	2.600	5.473	0.059	0.028	0.011	0.006	0.089	1.800	25.614	Cumple
7	C'-E'	0.150	0.104	1.400	2.600	1.857	0.513	0.718	0.276	0.144	2.134	14.658	25.614	Cumple
7	E''-G	0.150	0.104	0.675	2.600	3.852	0.119	0.080	0.031	0.016	0.237	3.378	25.614	Cumple
5	E-G	0.200	0.132	2.401	2.600	1.083	1.000	2.401	0.924	0.482	7.144	22.536	25.614	Cumple
5	E-G	0.200	0.132	0.400	2.600	6.500	0.042	0.017	0.006	0.003	0.044	0.842	25.614	Cumple
4	E''-G	0.150	0.104	1.572	2.600	1.654	0.646	1.016	0.391	0.204	3.023	18.497	25.614	Cumple
3	D'-F'	0.150	0.104	0.925	2.850	3.082	0.186	0.172	0.060	0.032	0.474	4.931	25.614	Cumple
3	F''-G	0.150	0.104	0.872	2.850	3.270	0.165	0.144	0.051	0.026	0.385	4.252	25.614	Cumple
2	A-A''	0.150	0.104	0.875	2.600	2.973	0.200	0.175	0.067	0.035	0.519	5.704	25.614	Cumple
2	C'''-F	0.150	0.104	1.000	2.600	2.600	0.262	0.262	0.101	0.052	0.771	7.411	25.614	Cumple
									1.918		14.821			
DIRECCION Y-Y														
A	2-7	0.150	0.104	8.150	2.600	0.319	1.000	8.150	3.135	0.480	7.114	8.393	25.614	Cumple
E	3-4	0.150	0.104	1.345	2.600	1.934	0.473	0.636	0.245	0.037	0.548	3.922	25.614	Cumple
E	5-7	0.150	0.104	0.582	2.600	4.470	0.089	0.052	0.020	0.003	0.044	0.735	25.614	Cumple
G	2-7	0.150	0.104	8.150	2.600	0.319	1.000	8.150	3.135	0.480	7.114	8.393	25.614	Cumple
									6.53		14.821			

6.4.7 ANALISIS DE RESULTADOS.

Para finalizar este capítulo, se procede al análisis de los resultados de los elementos que conforman la vivienda, es decir, las paredes, losas y los elementos de marcos (vigas), para ello habrá que tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Las unidades en que se presentan los resultados son en toneladas y en metros.
- Las principales acciones que se consideran son: carga axial (P), cortante (V) y momento flector (M).
- Flexión en la dirección “x” (M22) y en la dirección “y” (M11) para las losas en Ton.m/m.
- Flexión horizontal (M22) y flexión vertical (M11) para paredes en Ton.m/m.

Para conocer con detalle cada una de las fuerzas internas que se pueden obtener para cada uno de los elementos por medio del programa, en la tabla 6.16, se presenta un resumen de éstas con su correspondiente descripción, además en las figuras 6.11 y 6.12 se esquematizan las diferentes convenciones tomadas para la salida de cada una de las fuerzas internas. Es de aclarar que para el caso de las paredes, el programa presenta dos tipos de resultados para las fuerzas, uno como elementos lineales y otros como elementos superficiales.

Tabla 6.16 Fuerzas internas obtenidas por medio del ETABS.

Elementos		Tipo de carga	Descripción
Lineales	- Vigas - Paredes	P	Fuerza axial.
		V2	Fuerza cortante en el plano 1-2.
		V3	Fuerza cortante en el plano 1-3.
		M2	Momento Flexionante en el plano 1-3 (alrededor del eje 2).
		M3	Momento Flexionante en el plano 1-2 (alrededor del eje 3).
		T	Torque axial.
Superficiales	-Losas -Paredes	M11	Momento por unidad de longitud actuando en la superficie media en la cara positiva y negativa 1, alrededor del eje 2.
		M22	Momento por unidad de longitud actuando en la superficie media en la cara positiva y negativa 2, alrededor del eje 1.
		F11	Fuerza por unidad de longitud actuando en la superficie media en la cara positiva y negativa 1, en la dirección del eje 1.
		F22	Fuerza por unidad de longitud actuando en la superficie media en la cara positiva y negativa 2, en la dirección del eje 2.
		F12	Tensión diagonal actuando en la superficie media en la cara positiva y negativa 1, en la dirección del eje 2, y actuando en la cara positiva y negativa 2, en la dirección del eje 1.

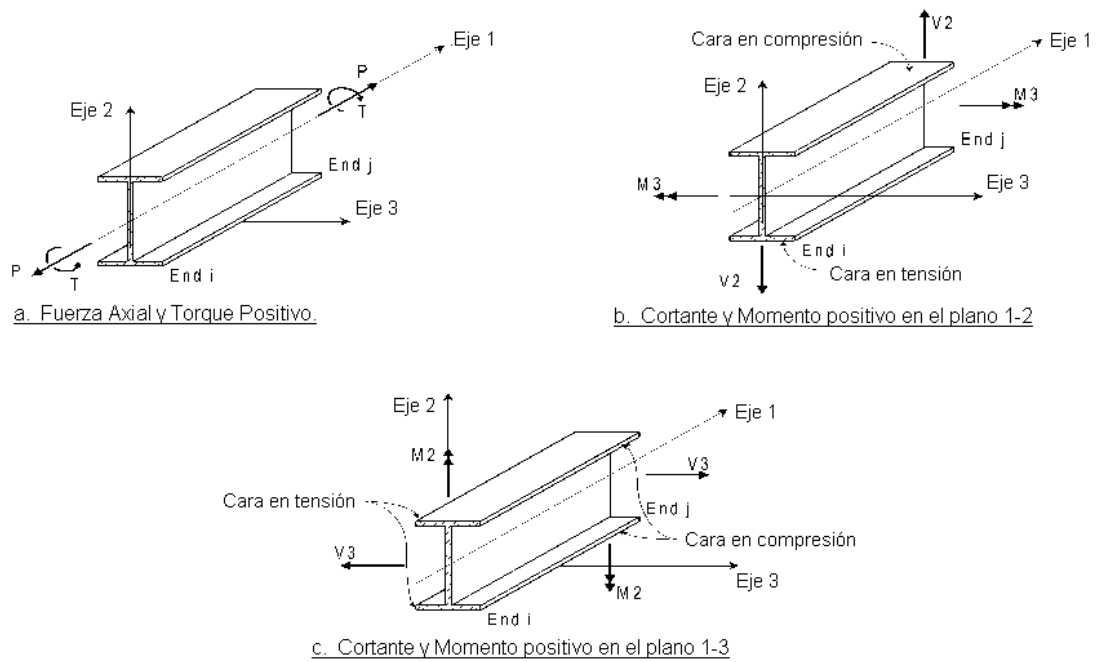


Figura 6.11 Convención de signos de salida para las fuerzas internas en los elementos de marco.

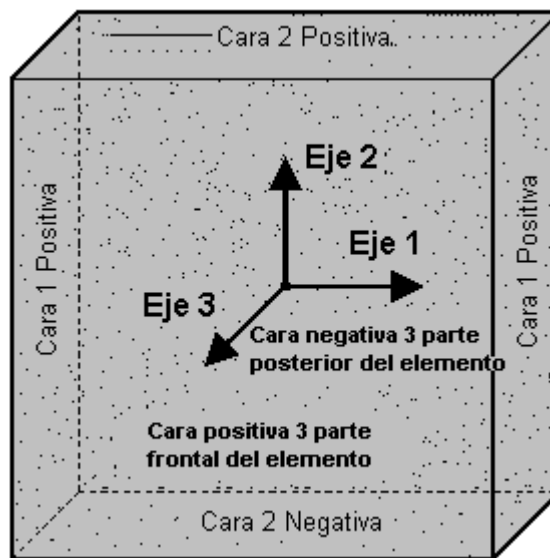


Figura 6.12 Convención de signos de salida para las fuerzas internas en los elementos superficiales.

En las siguientes secciones, se presentan las revisiones de los diferentes componentes de la estructura, es de aclarar, que el análisis de los resultados, que a continuación se presenta consiste en la verificación de las capacidades nominales de los distintos

elementos. Existen casos en los que no se cumplan los principios básicos del método de resistencia última, para ello en anexo 5 se han recopilado una serie de detalles que han surgido de los resultados obtenidos y de la información recopilada a lo largo de este estudio.

Una de las particularidades del modelo empleado, y que afectan en cierta manera los resultados obtenidos, es la simulación de la elasticidad del suelo, por medio del comando “*Line Springs*”, para lo cual se le asignó un valor de módulo de reacción del suelo de 700 Ton/m^2 , lo cual equivale a un suelo de resistencia media (aproximadamente un $n = 10$).

6.4.7.1 Revisión de paredes del primer nivel.

Por todos es sabido que los efectos de corte (tensión diagonal), son los que predominan en el comportamiento de las paredes del primer nivel, es por ello que para llevar a cabo esta revisión, se evaluará que la capacidad nominal a cortante de la mampostería reforzada, en base al reglamento ACI 530-02, no exceda la capacidad última del elemento, es decir, se verificará que $\phi V_n \geq V_u$, donde: $\phi V_n = \phi V_m + \phi V_s$, tal como se planteó en el capítulo III. No obstante primero se revisará la capacidad de la mampostería sin refuerzo ϕV_m , para verificar si es excedida, para luego adicionar la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo ϕV_s .

Como se verá, la resistencia nominal de la mampostería sin refuerzo, es función del espesor efectivo de la pared, el cual a su vez, es función de la separación del refuerzo en la misma, como el propósito es verificar si el detallado propuesto cumple por lo menos con los requerimientos mínimos impuestos por el código, la revisión se realizará para cumplir con dichos requerimientos. Para este caso el ACI 530-02, establece que las paredes deben cumplir con un área de acero de por lo menos $0.0007A_g$, para el caso en particular de las paredes de 15 cm de la primera planta, si se considera una franja de un metro, se tiene:

$$A_{S_{\min}} = 0.0007(15 \text{ cm}) \times (100 \text{ cm}) \implies A_{S_{\min}}/s = 1.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si consideramos una varilla #3 que tiene un área de acero de 0.71 cm^2 , la separación requerida resulta: $s = (0.71 \text{ cm}^2)/(1.05 \text{ cm}^2/\text{m}) = 0.676 \text{ m}$ (Colocar 1#3 a cada 60cm).

Por lo tanto para verificar la capacidad nominal de las paredes, se tomará el espesor efectivo de una que posea refuerzo cada 60 cm, es decir, $t = 10.4 \text{ cm}$ (ver tabla 3.2, pagina 111).

Para conocer gráficamente la magnitud de los efectos de tensión diagonal sobre las paredes, en las siguientes figuras se puede apreciar para aquellos ejes que son considerados más vulnerables ante estos efectos, es decir, aquellos que poseen aberturas, tal es el caso del eje 7 (parte posterior de la vivienda), el cual se presenta en la figura 6.13 para la condición de tensión diagonal positiva, y en la figura 6.14 para la condición de tensión diagonal negativa.

Como puede observarse estos esfuerzos al igual que la flexión lateral, el programa los presenta en forma de mapas en donde la tonalidad de los colores indica un valor cuya escala se presenta en la parte inferior del esquema, para este caso en particular las unidades se expresan en Ton/m, además para facilitar la visualización de estos esfuerzos se han filtrado los valores para que únicamente se detallen aquellas zonas en donde la capacidad nominal de la mampostería sin refuerzo sea excedida por la capacidad última del elemento. Este filtro se ha efectuado conociendo o teniendo una idea del valor máximo de la capacidad nominal de la mampostería, el cual constituye el primer valor límite y quizás el más importante ya que las zonas en donde se obtengan valores mayores son las que se deberán analizar con mayor detalle, el otro valor límite puede ser escogido sin ninguna restricción. En este caso los límites fueron establecidos de 3 Ton/m hasta 10 Ton/m (para ambos casos, positivo y negativo), puesto que como se verá más adelante con mayor detalle para este eje la capacidad nominal de la mampostería oscila entre los 3.2 Ton/m hasta los 5.20 Ton/m dependiendo del elemento que se este analizando.

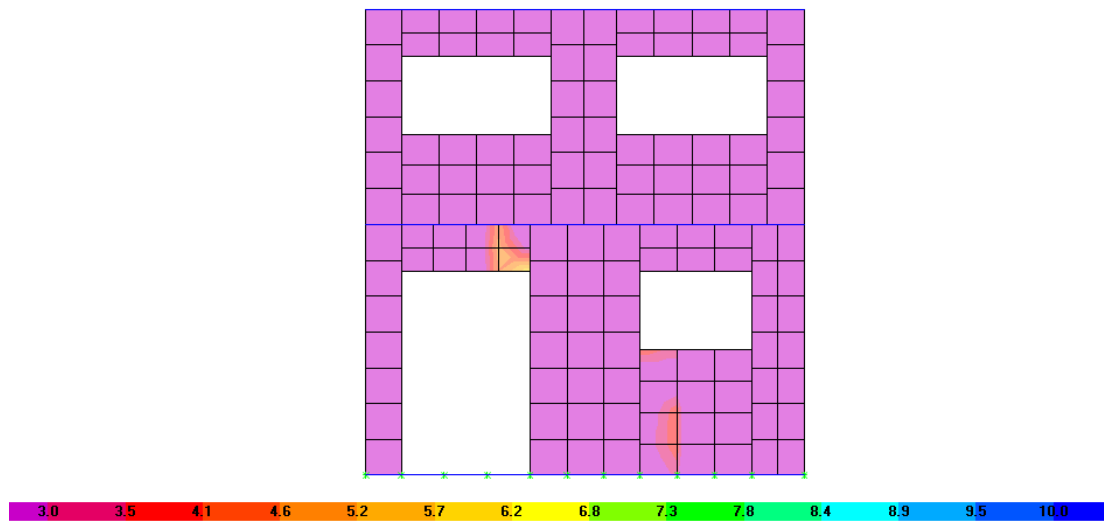


Figura 6.13 valores de Tensión diagonal positiva para el eje "7"

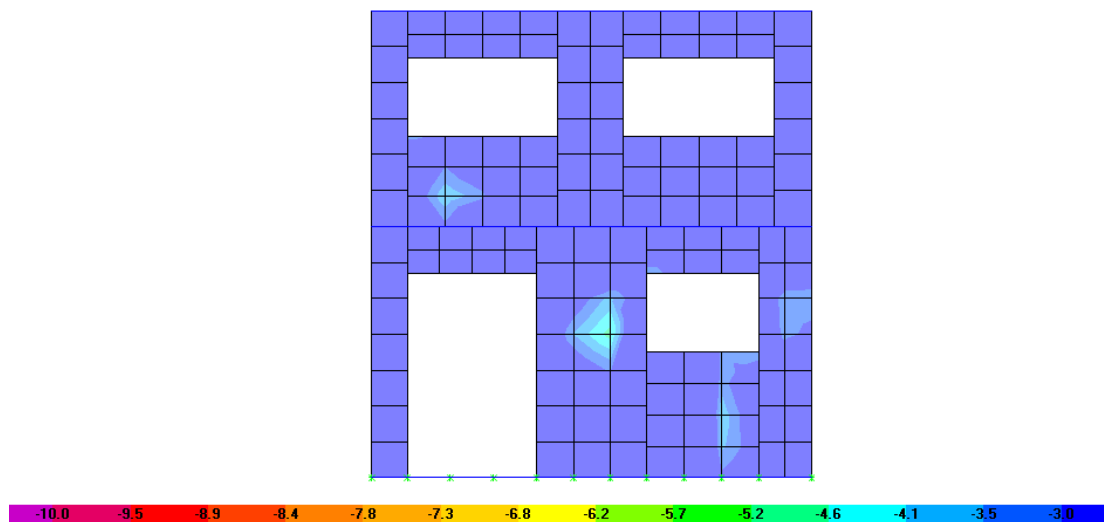


Figura 6.14 valores de Tensión diagonal negativa para el eje "7"

Para conocer los resultados completos de la revisión, en la tabla 6.16 se han listado todos los elementos de pared de todos los ejes modelados, a continuación se describe el contenido de cada columna de dicha tabla:

- Eje: Eje de la pared en análisis
- Elemento: Esta columna se refiere al tipo de elemento que se esta analizando, es decir, si es una pila (porción vertical de pared alrededor de una abertura) o si es un cargadero o repisa.

- Tipología: El ETABS, descompone los elementos de una pared como Pier (P), para las porciones verticales y Spandrel (S), para las horizontales (cargaderos y repisas). La tipología en empleada en cada eje de pared se presenta esquemáticamente en las figuras 6.15 hasta la 6.20.
- t_{eq} : Espesor equivalente del elemento en análisis.
- L : Longitud del elemento en análisis.
- d: Representa el peralte efectivo del elemento.
- V: Es el cortante paralelo al plano del elemento de pared analizado, obtenido del análisis realizado por el ETABS.
- M: Es el momento flexionante paralelo al plano del elemento de pared analizado, obtenido del análisis realizado por el ETABS.
- P: Fuerza axial, obtenido del análisis realizado por el ETABS.
- M/Vd Proporción de momento efectivo.
- P_u : Fuerza axial por unidad de longitud.
- V_u : Cortante ultimo por unidad de longitud.
- ϕV_m : Resistencia nominal a cortante de la mampostería sin refuerzo.
- ϕP_n : Resistencia nominal a fuerza axial de la mampostería.

La única observación de los resultados que a continuación se presentan, es la utilización del factor de reducción de resistencia “ ϕ ” para el caso de cortante, ya que en la sección 3.1.4.3 del código ACI 530-02, se estipula un valor de $\phi = 0.8$, sin embargo en la sección 3.1.3 del mismo código contenida en el capítulo de esfuerzos permisibles se detalla un valor de $\phi = 0.6$, lo que tiende a confundir respecto a que valor se utilizará, muchos diseñadores utilizan el valor de 0.6, lo que tiende a obtener resultados más conservadores, sin embargo, en este documento se empleará el valor de $\phi = 0.8$, estipulado en la sección 3.1.4.3 para el método de resistencia última.

[Hojas de Revisiones\Revisión de cortante en paredes.xls](#)

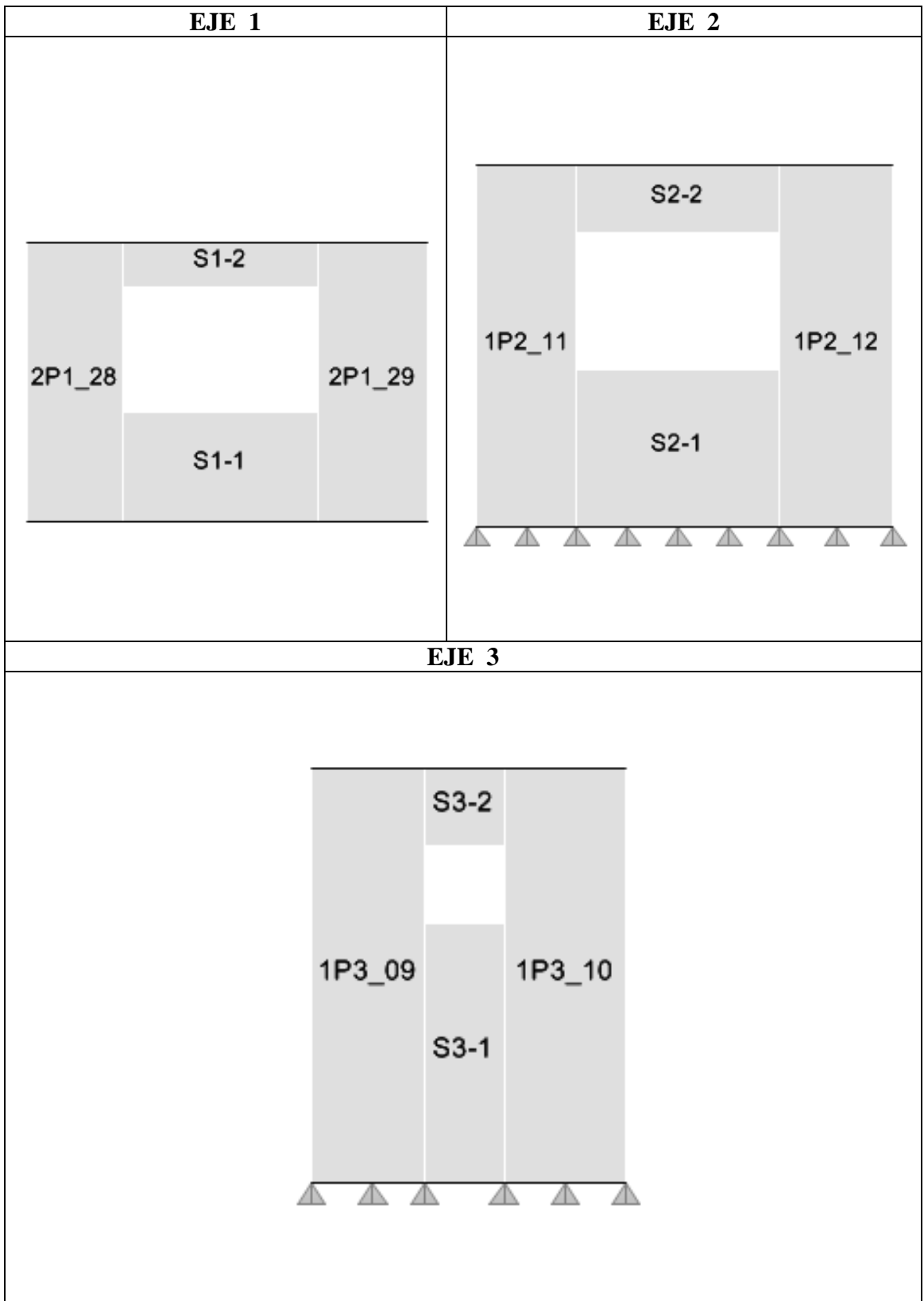


Figura 6.15 Tipología empleada para los ejes 1, 2 y 3.

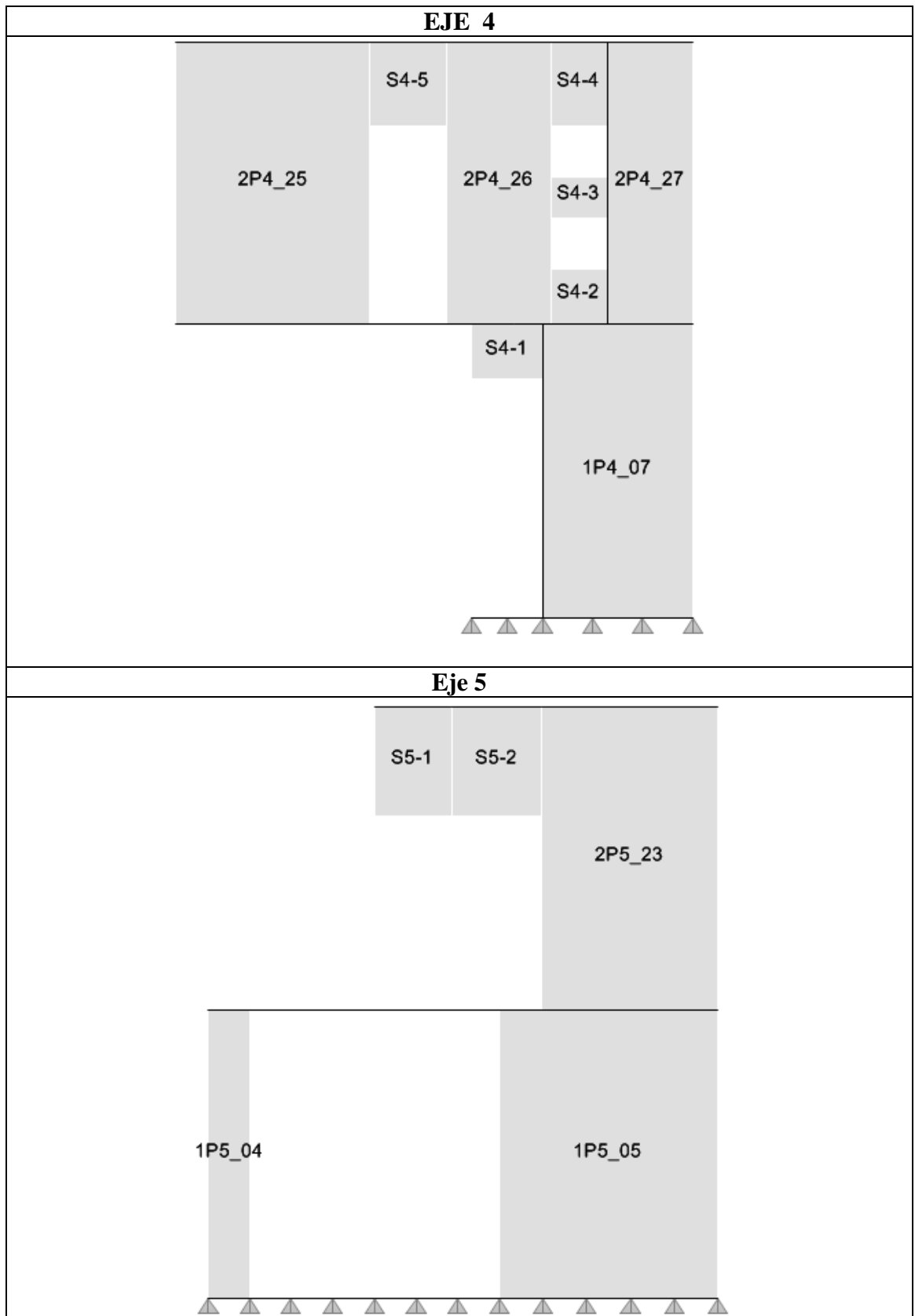


Figura 6.16

Tipología empleada para los ejes 4 y 5.

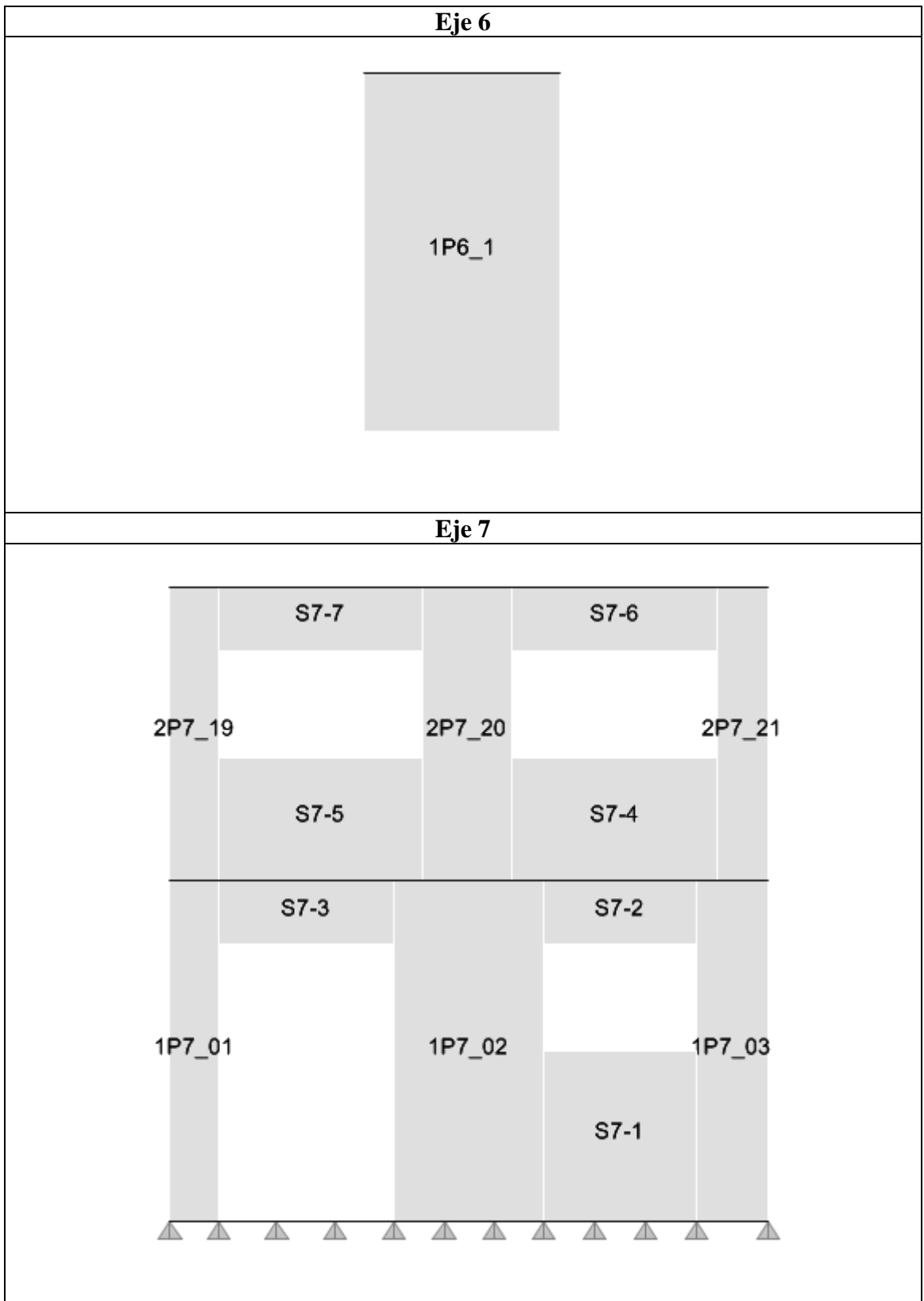


Figura 6.17

Tipología empleada para los ejes 6 y 7.

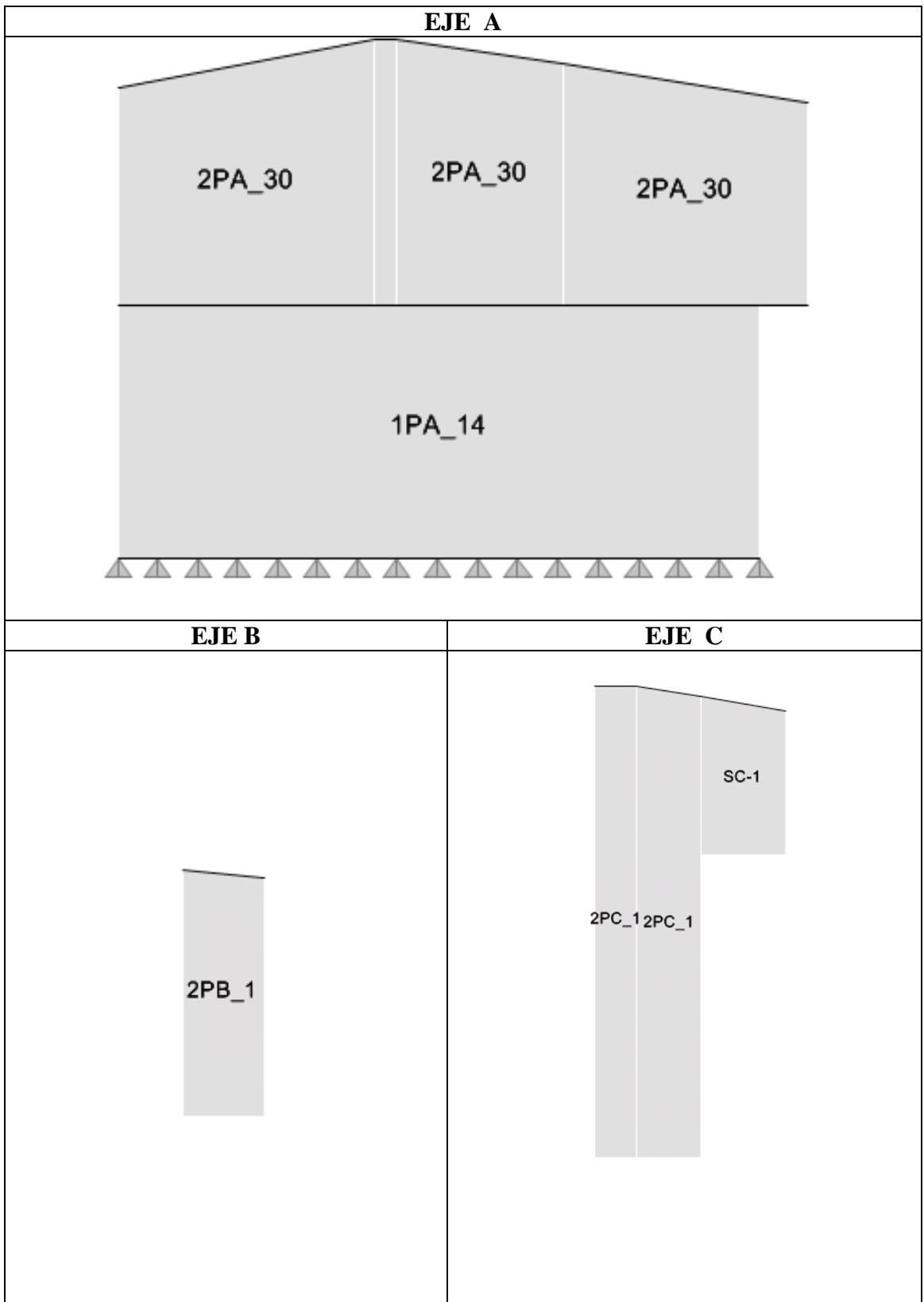


Figura 6.18

Tipología empleada para los ejes A, B y C.

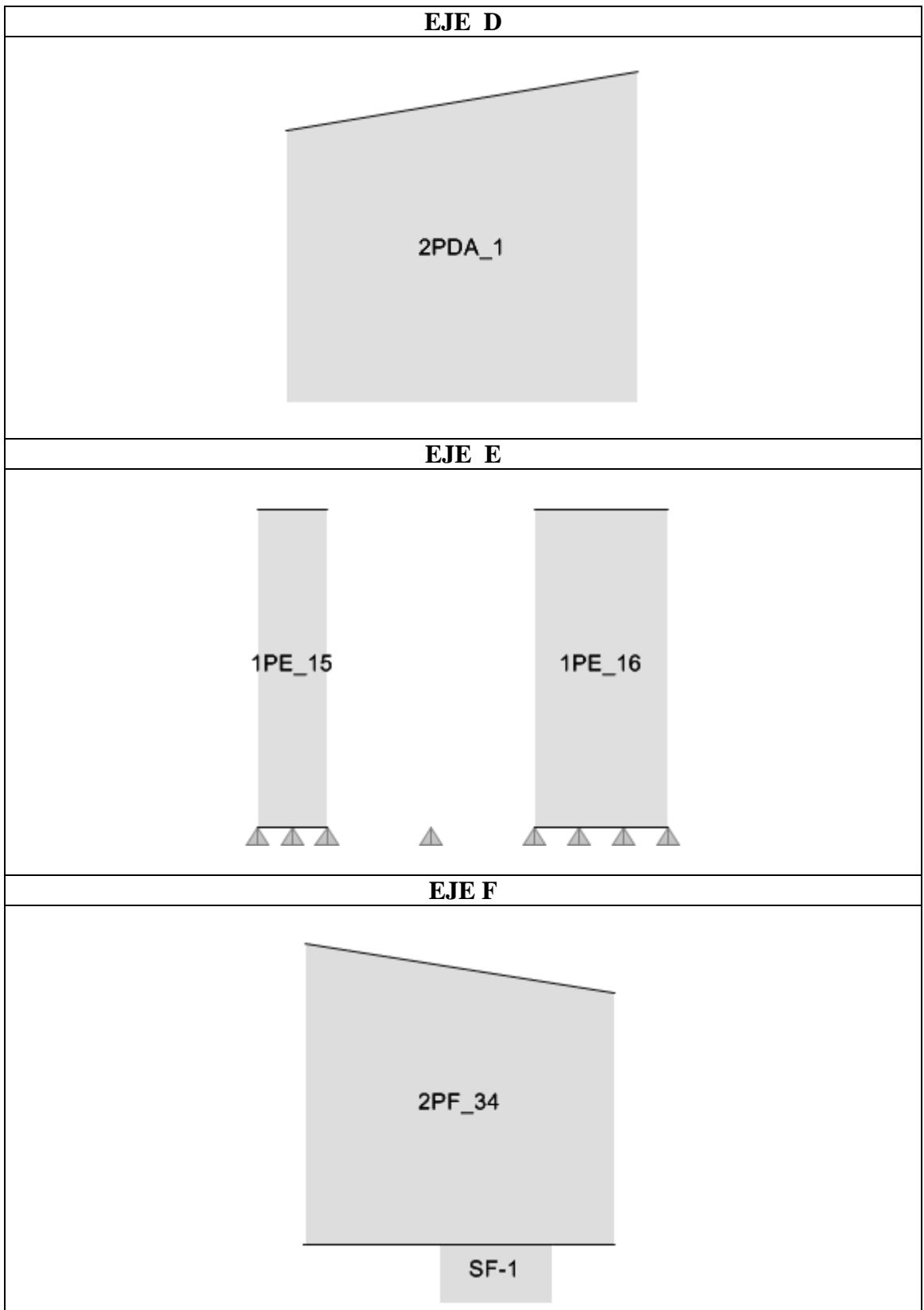


Figura 6.19

Tipología empleada para los ejes D, E y F.

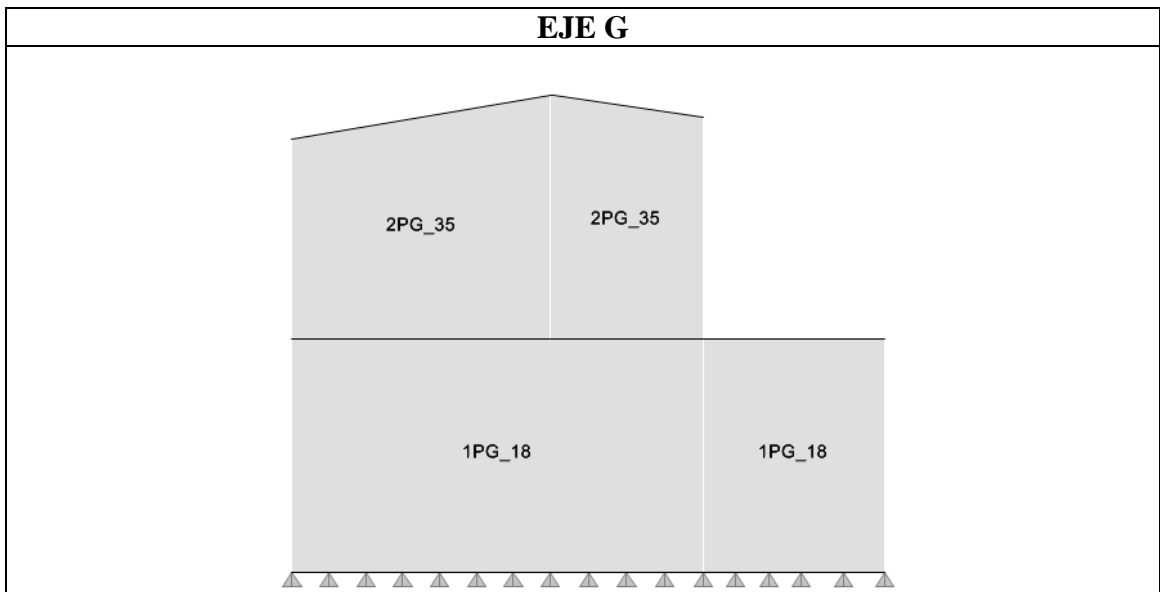


Figura 6.20 Tipología empleada para el eje G.

La evaluación de los parámetros de la tabla 6.17 es indistinta de los elementos que se estén analizando (pila, cargadero o repisa), la discreción que se hace al separar los elementos en pilas, cargaderos y repisas, es únicamente con el objeto de apreciar de mejor manera los esfuerzos que actúan en ellos. El único cuidado ha considerar es la posición del elemento para evaluar sus dimensiones en la tabla, así para una pila las dimensiones son las que se muestran en la figura 6.21a y para el cargadero o repisa las que se muestran en la figura 6.21b.

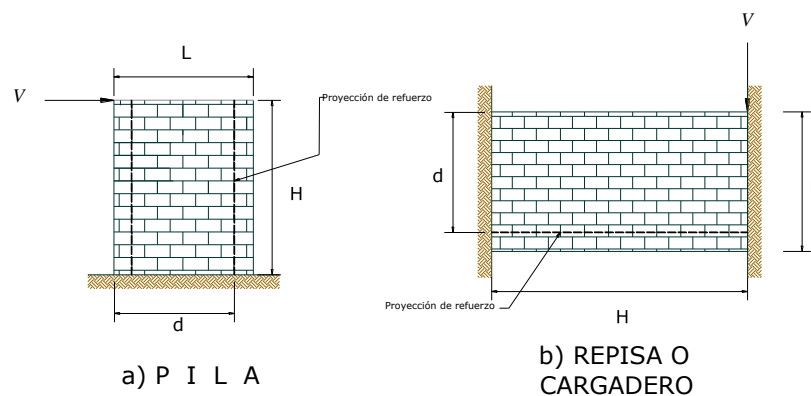


Figura 6.21 Dimensiones de diseño para pilas y repisas.

Como ejemplo, para la pila 1P2-11, los parámetros evaluados en la tabla 6.17 se obtiene de la siguiente manera:

1. Primero se evalúa el parámetro: $\frac{M}{Vd} = \frac{0.586}{(1.35 \times 0.7)} = 0.62$, el código ACI 530-02

especifica que este parámetro no debe tomarse mayor que 1, por lo que en los casos en donde se obtenga un valor mayor que 1, se colocará 1.

2. Evaluar la capacidad a cortante, de la siguiente manera:

Como primer paso se debe acotar que en la tabla se presentan dos valores de fuerza axial los cuales son los máximos que brinda el programa para la pieza que se esta analizando, tanto para compresión (signo +) como para tensión (signo -), el valor a considerar será el menor, si ambas fuerzas son de compresión o tensión, si existe una fuerza de tensión y otra de compresión, se tomará la condición más desfavorable, la cual la constituye la fuerza de tensión (con su propio signo). Por lo tanto, para el ejemplo se tomara el valor de 0.46 T/m, que se obtiene de dividir el valor de la columna número 11 entre la longitud del elemento.

En la tabla se presenta la ecuación para la evaluación del cortante nominal, sustituyendo valores en ella, se obtiene:

$$\phi V_n = 0.80 \left[(1.06 - (0.464 \times 0.62)) (90 \text{ Kg} / \text{cm}^2)^{1/2} + 0.25 \left(\frac{46 \text{ Kg} / \text{cm}}{10.4 \text{ cm}^2} \right) \right] (10.4 \text{ cm}^2)$$

$$\phi V_n = 6.19 \text{ Ton} / \text{m}$$

3. El cortante ultimo V_u , se deberá dividir entre la longitud del elemento para poder compararlo con el ϕV_n calculado en el paso anterior.
4. La resistencia a carga axial, se encuentra en función de la relación h/r , donde h es la altura del elemento y r el radio de giro (para simplificar los cálculos, se puede asumir $r = 28t_{eq.}$) de la siguiente manera:

$$\frac{h}{r} = \frac{2.6}{0.02912} = 89.28, \text{ por lo que:}$$

$$\phi P_n = 0.9 \left[0.8 (0.8 \times 10.4 \times 90) \left(1 - \left(\frac{2.6}{140 \times 0.02912} \right)^2 \right) \right] = 319.85 \text{ Kg}$$

5. La determinación del acero en los bordes, se efectúa al despejar en función del acero la ecuación dada para la resistencia nominal a flexocompresión, resultando la siguiente ecuación cuadrática:

$$A_s^2 \left(\frac{f_y^2}{1.6f'_m b} \right) + A_s \left(\frac{f_y P_u}{0.8f'_m b} - f_y d \right) + \left(M + \frac{P_u^2}{1.6f'_m} - P_u d \right) = 0$$

Resolviendo se obtiene:

$$A_{s1} = 0.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s2} = 36.97 \text{ cm}^2.$$

Del análisis de los resultados obtenidos mediante el software, se puede decir que la distribución del acero de refuerzo en las paredes del primer nivel resulta adecuada, ya que como se pudo comprobar, las pilas poseen una buena capacidad a cortante, considerando condiciones mínimas de refuerzo, así que no necesita modificarse la distribución del refuerzo propuesto en los planos, el cual consiste en 1#4 @ 40 cm, ya que es muy superior, solo se chequeará los aceros en los bordes para la resistencia a flexión.

En los cargaderos se han podido observar algunos problemas de resistencia ya que el cortante actuante excede la capacidad nominal de la mampostería, para solventar este problema se requerirá refuerzo adicional ($\phi V_s = 0.5A_v f_y d/s$), el cual se detalla en la tabla 6.18, para los cargaderos que han salido afectados. De los resultados de la tabla 6.18, es de hacer notar que la separación requerida para el refuerzo ($S_{req.} = d/2$), no se puede cumplir con las unidades de mampostería, ya que la modulación mínima es de 20 cm, por lo tanto se deberá cambiar el elemento de mampostería a uno de concreto, a excepción del cargadero S7-2, el cual requiere una separación de 25 cm.

6.4.7.2 Revisión de paredes del segundo nivel.

Como se ha mencionado anteriormente, las paredes del segundo nivel se ven afectadas en mayor proporción por efectos de flexión lateral, no así por efectos de corte, lo cual indica que su diseño se basa en la verificación de esta condición. Para la revisión de estas paredes, se ha calculado la resistencia a flexión en base a los requerimientos establecidos en el reglamento ACI 530-02, siempre considerando condiciones de acero mínimo.

Tabla 6.18 Evaluación del acero de refuerzo en los cargaderos			
CARGADERO	S2-2	S4-1	S7-3
Vu (Ton/m)	7.00	4.60	5.95
ϕVm (Ton/m)	3.38	3.89	4.10
d (cm)	30.00	30.00	50.00
L(cm)	40.00	40.00	60.00
f_c (Kg/cm ²)	210.0	210.0	210.0
f_y (Kg/cm ²)	2,800.0	2,800.0	2,800.0
Vu (Ton)	2.80	1.84	3.57
ϕVm (Ton)	1.352	1.556	2.46
Vu- ϕVm	1.448	0.284	1.11
Av/s (cm ² /cm)	0.043	0.008	0.0165
Aprop. (1#4) (cm ²)	1.27	1.27	1.27
S (cm)	29.53	158.75	76.97
S req. (cm)	15.00	15.00	25.00
	Cambiar elemento	Cambiar elemento	-

La evaluación de las capacidades nominales a flexocompresión de las paredes del segundo nivel, se presentan en la tabla 6.19, como puede notarse esta capacidad está en función, entre otras variables, de la carga axial por unidad de longitud que actúa en la pared, que puede ser considerada si esta es de tensión, ya que produce un decremento de la resistencia de la pared a flexión que puede llegar a ser muy drástica para valores superiores al producto $A_s \cdot f_y$.

Sin embargo, el manejo de los resultados para la evaluación de estos parámetros mediante el ETABS, es un poco engorroso, ya que como se vio para el caso de las paredes, lo que presenta es un mapa de esfuerzos distribuidos en toda el área de pared, y no un valor representativo que integre todos los resultados de la pared en uno solo, esto hace recurrir a herramientas que permitan filtrar la información para mostrar únicamente aquellas zonas en las cuales los valores nominales sean excedidos y así poder reforzar adecuadamente estas zonas.

Para la evaluación de los parámetros presentados la tabla 6.19, como se menciona al inicio de esta sección, se han tomado las condiciones mínimas de refuerzo, tanto para la flexión horizontal como para la vertical; así, para el refuerzo horizontal se ha considerado 2 #2 @ 60 cm ($A_s/s = 0.32/0.6 = 0.53 \text{ cm}^2/\text{m}$) y para el vertical 1#3 @ 60cm ($A_s/s = 0.71/0.6 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{m}$).

La resistencia a carga axial, se ha calculado en base a la máxima carga de tensión, que puede admitir la pared sin que se rebase el valor de $A_s \cdot f_y$.

Hay que aclarar que los valores relativos a la capacidad última de momento flector de la pared indicados en la tabla 6.19, corresponden a los máximos valores negativos y positivos que registra el programa para cada caso en particular, ya que es lo único que se puede obtener de manera simplificada. Para el caso de la fuerza axial, el valor de cero que aparece registrado en algunos ejes, indica que las fuerzas que actúan en la pared en su mayoría son de compresión, y cuando existe un valor diferente de cero, este corresponde a que existen fuerzas de tensión y por lo tanto se ha tomado un valor promedio de todos los esfuerzos registrados.

Para visualizar los resultados obtenidos, en las figuras que se presentan a continuación se detallan algunos ejes del segundo nivel con sus respectivos mapas de esfuerzos para las diferentes condiciones a evaluar, específicamente para aquellos ejes que de alguna forma se ven afectados, así en primer lugar en las figuras 6.22 y 6.23 se muestra el eje 4, en donde se presentan los valores de fuerza axial por unidad de longitud con valores filtrados a partir del valor máximo que puede resistir las paredes en las condiciones de refuerzo mínimo con las que han sido evaluados, tanto para la dirección horizontal como para la vertical. La misma metodología se ha seguido para verificar la capacidad a flexión lateral de las paredes, filtrando valores a partir de los máximos esfuerzos permitidos, de esta manera en la figura 6.24 y 6.25 se muestra el eje A, el cual es uno de los ejes en los que se puede apreciar algunas concentraciones, tanto para el momento M11 como para momento M22, ambos con signo negativo, ya que para la otra dirección no se registraron valores superiores a la capacidad nominal a flexión. Para cada una de las figuras, en la parte inferior se muestra la escala de colores con su respectivo valor, para el caso de la fuerza axial esta se expresa en Ton/m y para la flexión lateral en Ton.m/m por 10^{-3} .

[Hojas de Revisiones\Revisión de flexion lateral en paredes.xls](#)

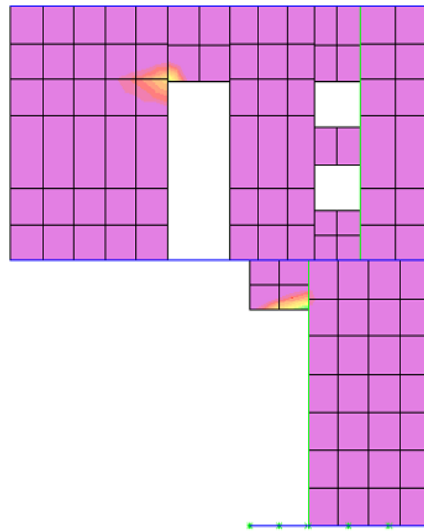


Figura 6.22

F11 (+) en eje 4.

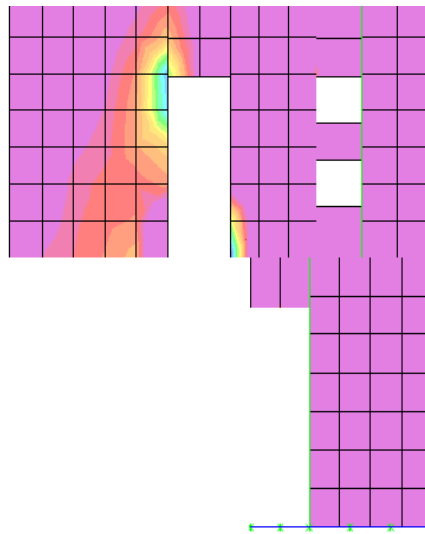


Figura 6.23

F22 (+) en eje 4.

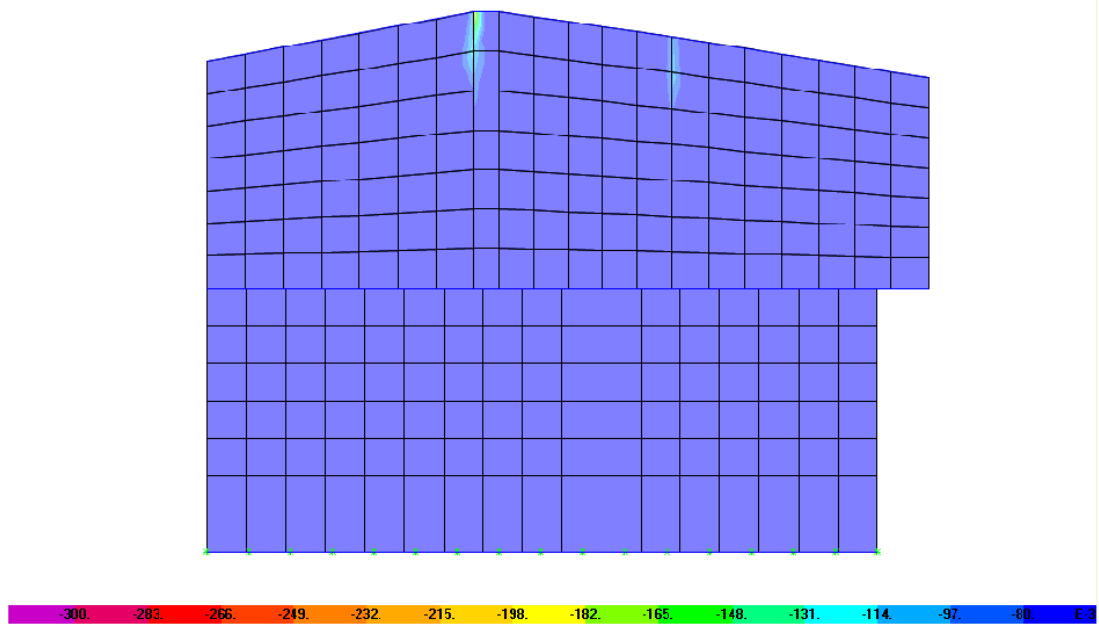


Figura 6.24 M11 (-) en eje A.

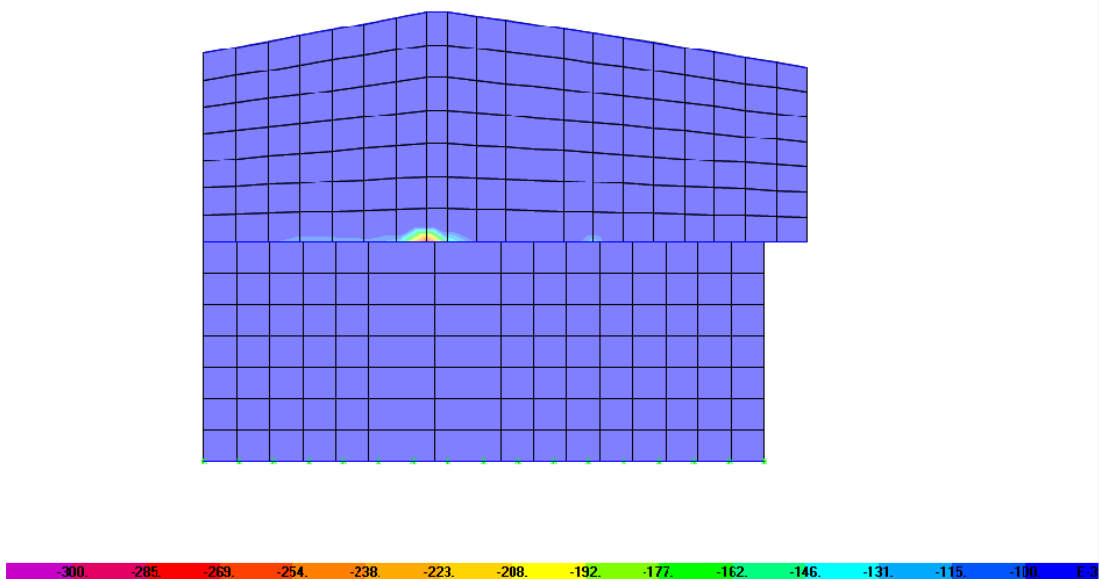


Figura 6.25 M22 (-) en eje A.

En las figuras anteriores, se ha podido apreciar que siempre existen zonas con concentraciones de esfuerzos ya sea en mayor o en menor proporción, en función del tipo de acción que se este analizando; por ejemplo, las paredes largas de la periferia,

se ven afectadas al evaluar la flexión vertical en la parte superior por las restricción que le generan los polines en el techo; y en las esquinas e intersecciones cuando se evalúa la flexión horizontal. Sin embargo los valores registrados no son alarmantes como para considerar refuerzo adicional en estas zonas; además el área que ocupan estas concentraciones es relativamente pequeña en comparación al área total de la pared como se pudo apreciar gráficamente.

Esto no significa que la mejor opción para el refuerzo sea las condiciones mínimas, siempre hay que buscar distribuciones un poco más conservadoras, sin olvidar la adecuada protección que debe dársele a las aberturas, ya que son puntos más propensos para la concentración de esfuerzos.

En síntesis, el armado propuesto para el segundo nivel resulta adecuado, y consiste de 1#3 @ 40 cm para el refuerzo vertical y 2#2 @ 60 cm para el refuerzo horizontal; la única observación que surge al respecto es que no se incluye refuerzo en unidades especiales (bloques soleras) que no solo contribuyen a la resistencia de la pared en la dirección horizontal, sino también para brindarle apoyo lateral al refuerzo vertical.

6.4.7.3 Revisión del topping de la losa VT1-15.

Para llevar a cabo esta revisión, se verificarán que los esfuerzos de flexión en ambas direcciones “x” y “y” del elemento, no excedan los máximos establecidos por el reglamento ACI 318-02, ya que estos los esfuerzos que predominan en este tipo de elementos.

La propuesta de armado del topping consiste en una electromalla 6”x6” 10/10, la cual posee un área de acero de refuerzo de $0.616 \text{ cm}^2/\text{m}$ (ver tabla 6.20), al evaluar los requisitos mínimos de reforzamiento para losas, nos damos cuenta que no cumple con lo especificado en la sección 7.12.2.1 del código ACI, para el refuerzo por contracción y temperatura, ya que en el literal c se establece que en losas donde se utilice acero de refuerzo con una resistencia a la fluencia mayor que 4200 Kg/cm^2 , se tiene que garantizar una cuantía mínima de refuerzo expresada de la siguiente manera:

$$\rho_{\min.} = \frac{0.0018 \times 4200}{f_y}$$

El acero utilizado en la electromalla posee una resistencia a fluencia de 4900 Kg/cm² (Grado 50), para lo cual se obtiene:

$$\rho_{\min.} = \frac{0.0018 \times 4200}{4900} = 0.0015$$

Si se consideran los 5 cm del topping propuestos por el fabricante de este tipo de losa, y se toma como ancho de análisis 1 m, el acero mínimo resulta:

$$\rho_{\min.} = 0.0015 \times 5 \times 100 = 0.771 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como puede observarse el área de refuerzo propuesto es inferior al exigido por requerimientos de contracción y temperatura; por lo tanto, se rechaza la propuesta por no satisfacer este requisito. La malla que cumple con esta área de acero mínimo es la 6"x6" 8/8.

Con esta electromalla se cuenta con área de acero de 0.884 cm²/m, y un momento nominal de $\phi M_n = 0.11 \text{ Ton.m/m}$. Sin embargo al chequear la capacidad última del topping de la losa, de la misma manera que se realizó para las paredes del segundo nivel, se han obtenido valores superiores a la resistencia nominal del elemento, lo cual indica que debe reforzarse adicionalmente estas zonas para que puedan resistir satisfactoriamente estas acciones.

El refuerzo adicional como máximo deberá ser una varilla #3 espaciada adecuadamente. Sin embargo, al alojar esta varilla en el espesor del topping de 5 cm, no cumpliría con el recubrimiento mínimo establecido para el refuerzo en losas, el cual es de 2 cm, esto significa que deberá incrementarse por lo menos un centímetro el espesor de la losa para poder cumplir esta condición.

Para esta nueva propuesta se evaluará el área de acero mínima, dando como resultado:

$$\rho_{\min.} = 0.0015 \times 6 \times 100 = 0.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Tabla 6.20 Tipos de Electromalla MONOLIT

									SUSTITUYE A LOS REFUERZOS TRADICIONALES			
NOMENCLATURA		DIAMETRO		AREA VARILLA cm ²	PESO		AREA DE REFUERZO (cm ² /m)	TIPO DE VARILLA	Fy - 4218 kg/cm ²		Fy = 2812 kg/cm ²	
									φ GRADO 60		φ GRADO 40	
CUADRO	CALIBRE	mm.	plg.		kg/m ²	kg/pl.			REFUERZO	As (cm ² /m)	REFUERZO	As (cm ² /m)
6"x6"	10/10	3.43	0.135	0.092	0.98	13.87	0.616	LISA	No. 2@ 43	0.733	No. 2@ 29	1.100
6"x6"	9/9	3.80	0.150	0.113	1.20	16.91	0.756	CORRU-GADA	No. 2@ 35	0.900	No. 2@ 23	1.350
6"x6"	8/8	4.11	0.162	0.133	1.40	19.76	0.884	LISA	No. 2@ 30	1.052	No. 2@ 20 ó No. 3@ 45	1.579
6"x6"	7/7	4.50	0.177	0.159	1.68	23.75	1.060	CORRU-GADA	No. 2@ 25	1.262	No. 2@ 17 ó No. 3@ 38	1.893
6"x6"	6/6	4.88	0.192	0.187	1.98	27.93	1.247	LISA	No. 2@ 21 ó No. 3@ 48	1.485	No. 2@ 14 ó No. 3@ 32	2.227
6"x6"	4.5/4.5	5.50	0.217	0.238	2.52	35.53	1,584	CORRU-GADA	No. 2@ 17 ó No. 3@ 38	1.886	No. 3@ 25 ó No. 4@ 45	2.829
6"x6"	4/4	5.72	0.225	0.257	2.72	38.38	1.713	LISA	No. 2@ 16 ó No. 3@ 35	2.039	No. 3@ 23 ó No. 4@ 41	3.059
6"x6"	3/3	6.20	0.244	0.302	3.19	45.03	2.013	CORRU-GADA	No. 2@ 13 ó No. 3@ 30	2.396	No. 3@ 20 ó No. 4@ 35	3.595
6"x6"	2/2	6.65	0.262	0.347	3.68	51.87	2.315	LISA	No. 2@ 12 ó No. 3@ 26	2.756	No. 3@ 17 ó No. 4@ 31	4.134

La malla que cumple con este refuerzo es la 6"x6" 7/7, con un área de acero de $1.06 \text{ cm}^2/\text{m}$, con esta nueva propuesta se calcula la resistencia nominal y se compara contra el momento máximo encontrado por medio del análisis, cuyos resultados se presentan en las tabla 6.21 y 6.22 para M22 (positivo y negativo), ya que para la dirección 1-1 no se registraron valores que excedieran la capacidad nominal del elemento.

En las siguientes figuras se ilustran, los puntos donde se han localizado algunas concentraciones de esfuerzos, tanto para la flexión alrededor del eje "x" (M22) y para la flexión alrededor del eje y (M11). Es de hacer notar que los valores que se ha filtrado oscilan entre 0.10 y 0.50 T.m/m, para ambos casos, siendo la capacidad nominal de la losa de 0.13 T.m/m, tal como se puede observar en las tablas 6.21 y 6.22, es por ello que en las figuras 6.26 y 6.27 que corresponden al momento M11, muestran algunas pequeñas zonas esforzadas, cuyos valores no supera la capacidad nominal del elemento. El otro caso en particular es la losa densa en donde se observan las mayores concentraciones, sin embargo ella es capaz de resistir estos esfuerzos.

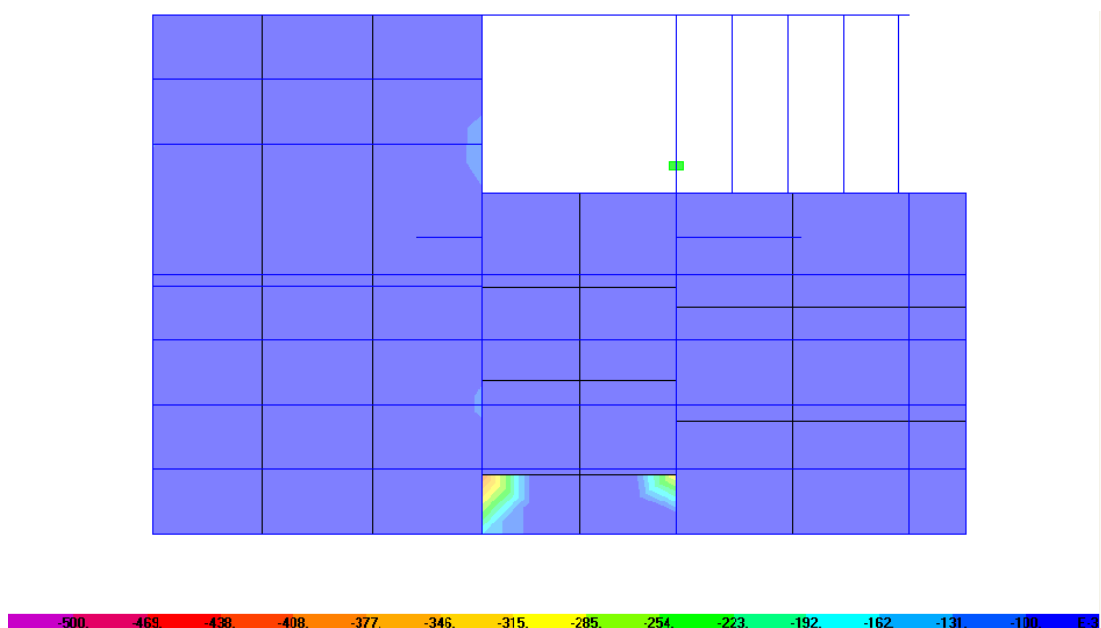


Figura 6.26

M11 (-) en losa.

[Hojas de Revisiones\Revisión por flexión en losas.xls](#)

[Hojas de Revisiones\Revisión por flexión en losas.xls](#)

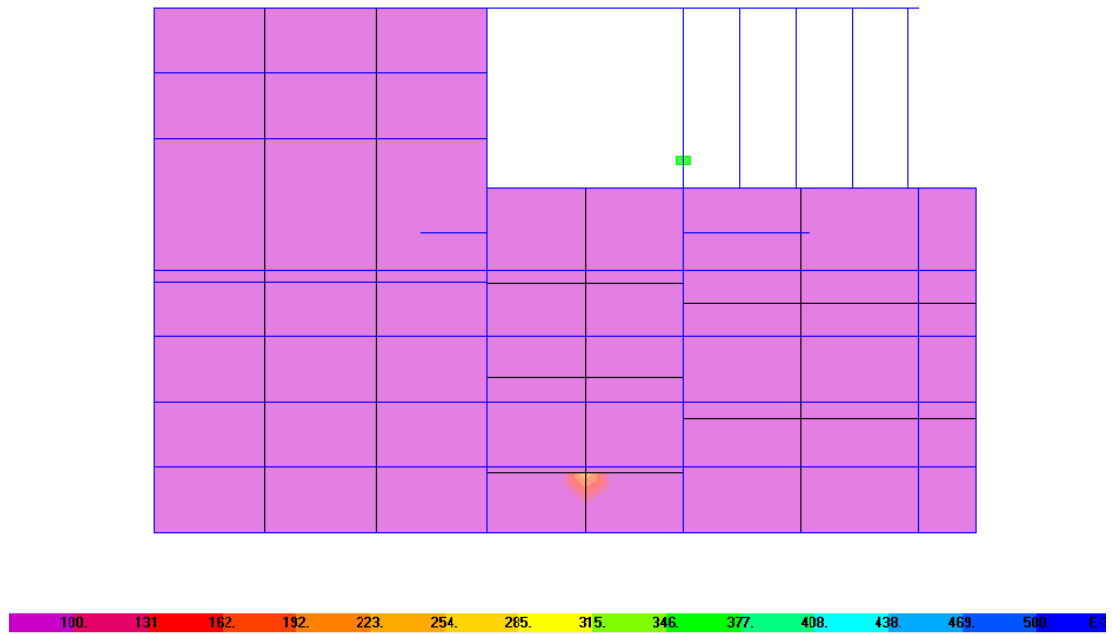


Figura 6.27 M 11 (+) en losa.

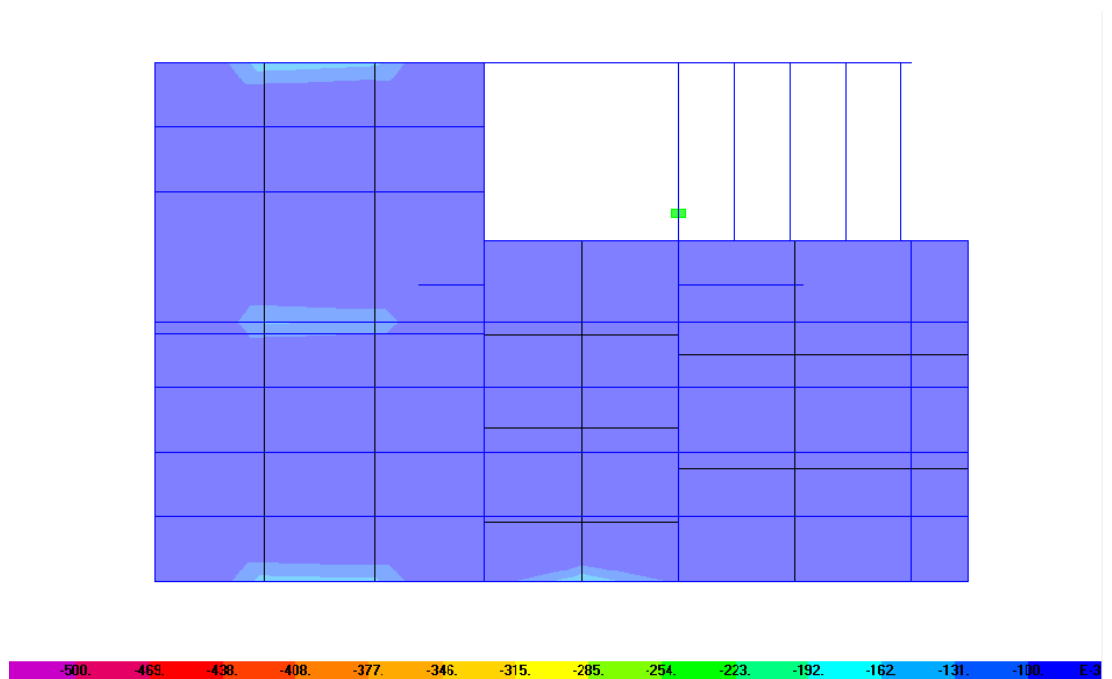
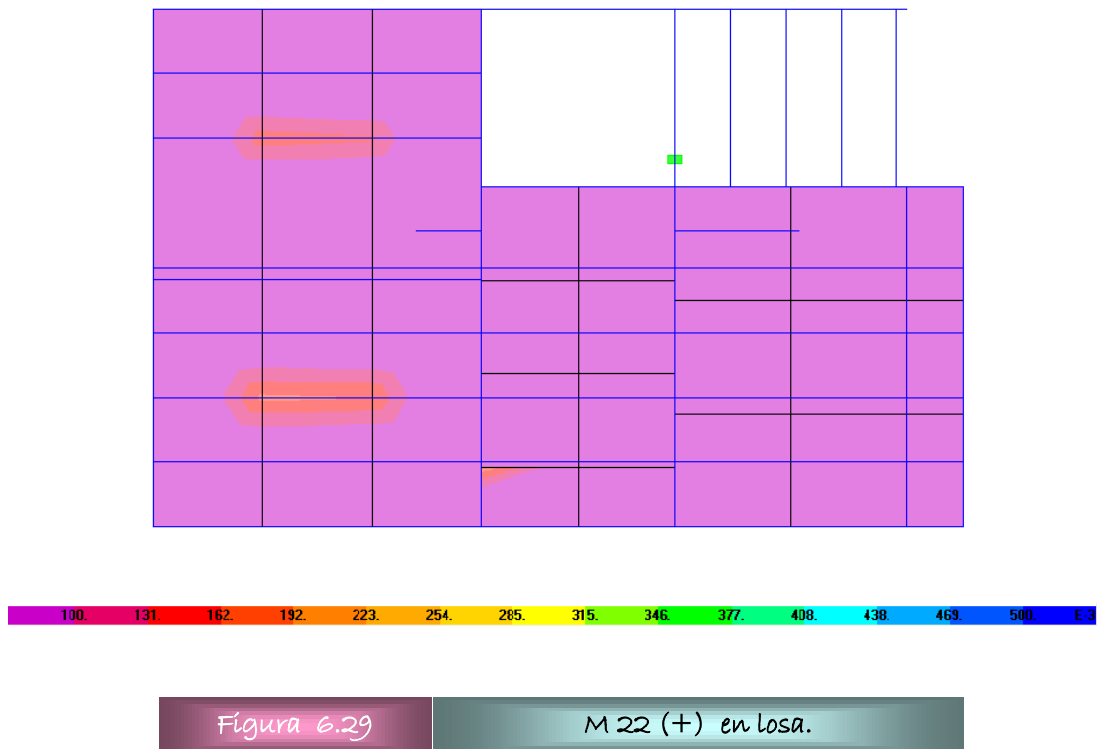


Figura 6.28 M 22 (-) en losa.



6.4.7.4 Revisión de las vigas de la estructura (soleras de fundación, vigas del entrepiso y soleras de coronamiento).

Las principales acciones a considerar para la revisión de las vigas de la estructura son: flexión y cortante; para lo cual se han recopilado los resultados del programa para los diferentes niveles, desde la fundación hasta el techo, los cuales se presentan en las tablas 6.23, 6.24 y 6.25, para flexión y en las tablas 6.26, 6.27 y 6.28 se muestran los resultados para el análisis a cortante. Además, estas acciones se pueden observar gráficamente en las figuras de la 6.31 hasta la 6.36.

La razón de tabular estos datos, es para poder verificar si los requerimientos de resistencia son satisfechos. Sin embargo, también son evaluados los requerimientos mínimos de refuerzo que estos elementos deben de cumplir en base a las exigencias de reglamento ACI 318-02, ya que esto es uno de los principales parámetros a exigir en una revisión estructural.

De esta manera, los elementos sometidos a flexión y cortante deben de cumplir con una cuantía mínima de refuerzo, que en general, esta en función de sus dimensiones

y del grado de acero utilizado, también se deberá verificar que el espaciamiento del refuerzo por cortante (en caso sea requerido) cumpla con las disposiciones de espaciamiento mínimo para que pueda ser efectivo.

En la figura 6.30 se muestran las diferentes secciones de vigas propuestas en los planos, para las cuales se han realizado los cálculos.

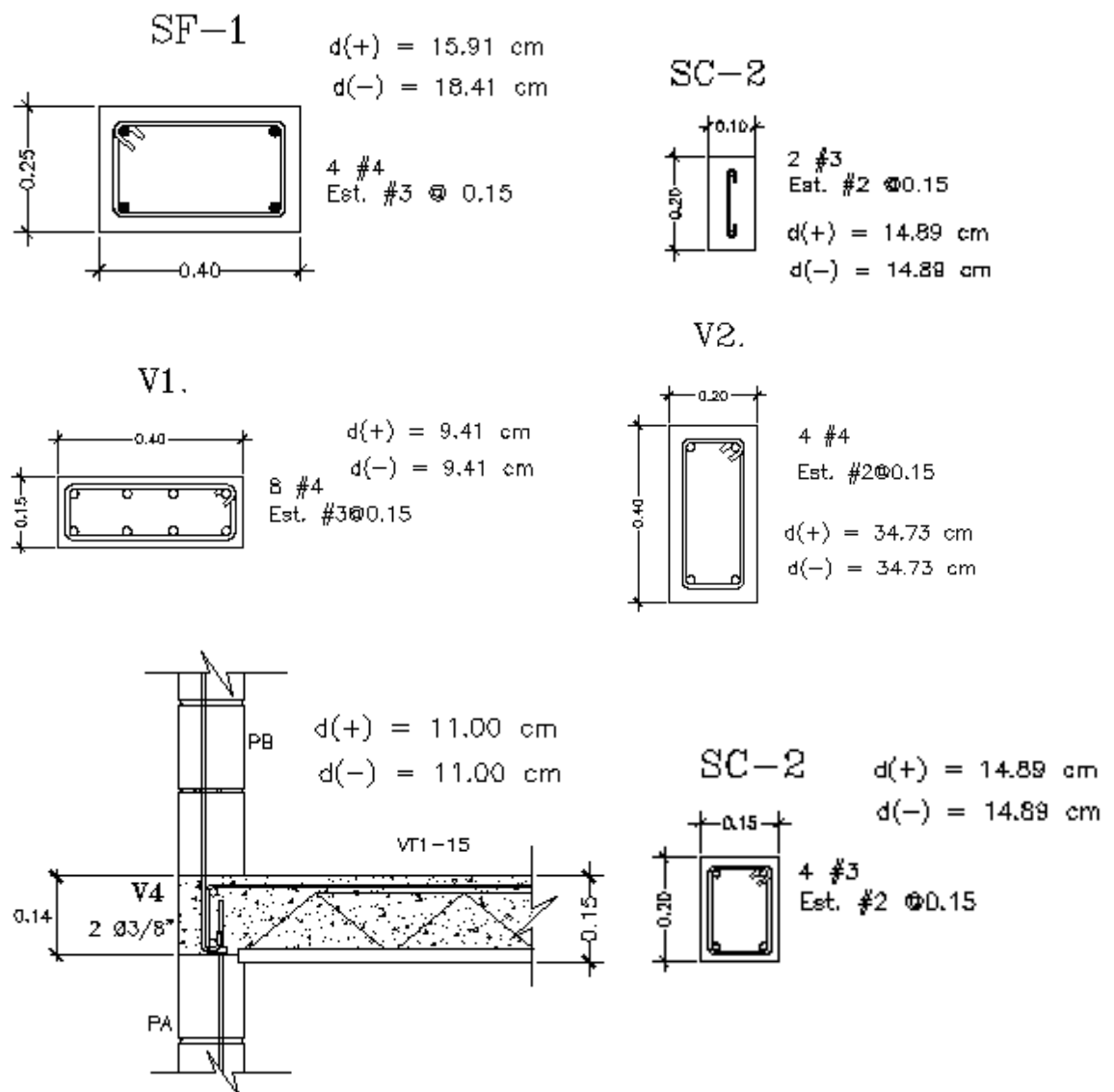


Figura 6.30 Secciones de Vigas

[Hojas de Revisiones\Revisión por flexión en vigas.xls](#)

[Hojas de Revisiones\Revisión por flexión en vigas.xls](#)

[Hojas de Revisiones\Revisión por flexión en vigas.xls](#)

[Hojas de Revisiones\Revisión por cortante en vigas.xls](#)

[Hojas de Revisiones\Revisión por cortante en vigas.xls](#)

[Hojas de Revisiones\Revisión por cortante en vigas.xls](#)

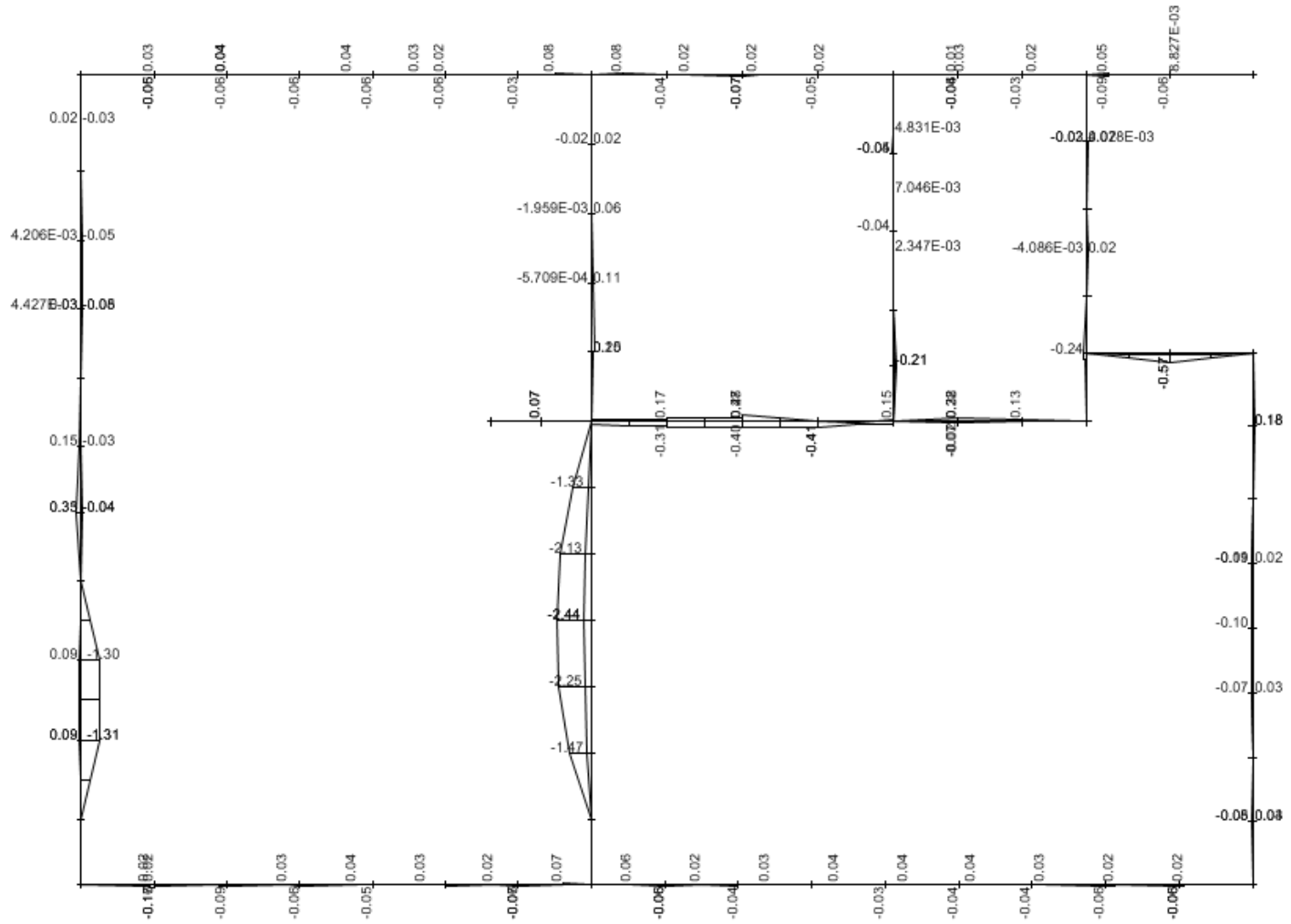


Figura 6.31 Momento flector en fundaciones.

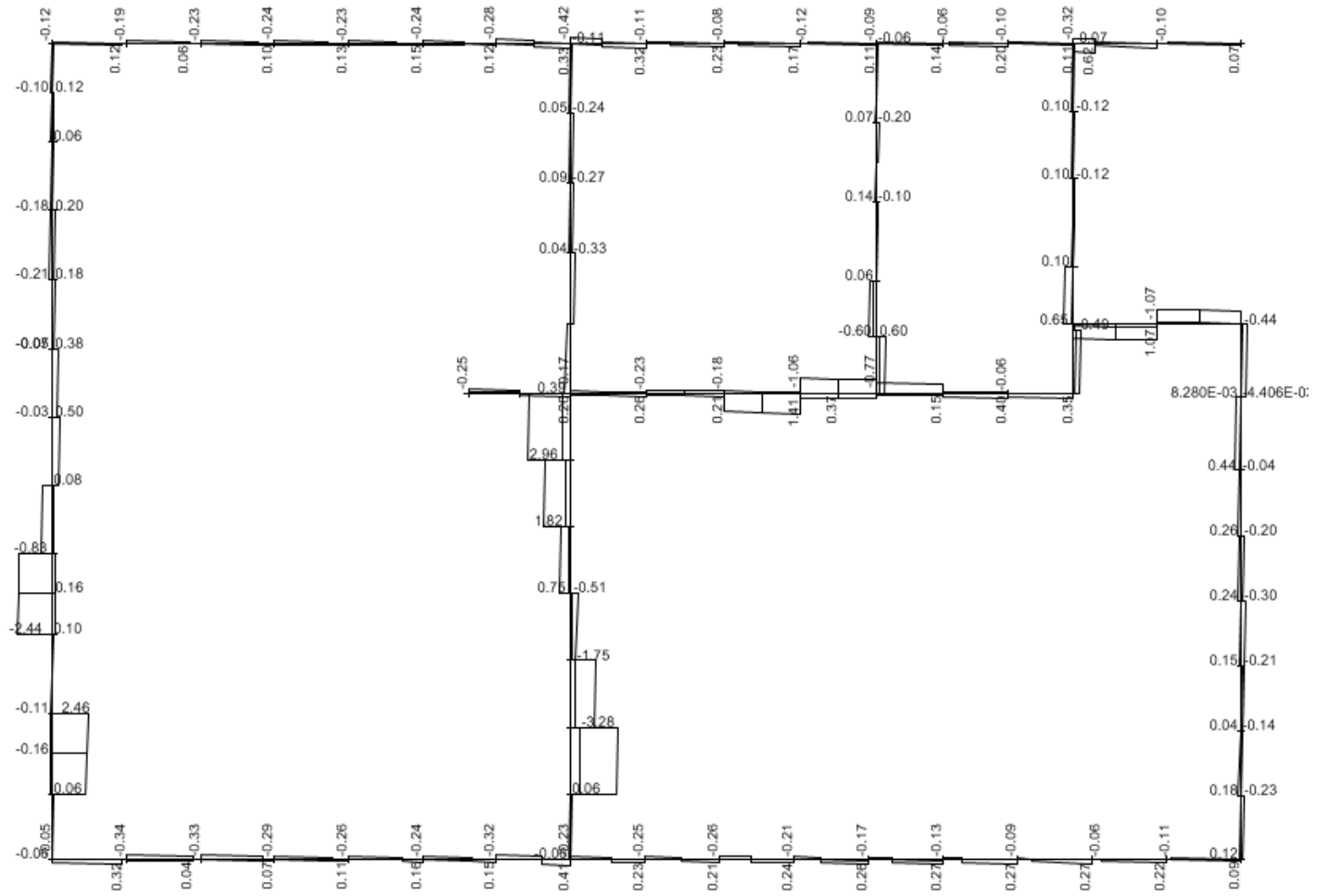


Figura 6.32

Cortante en fundaciones.

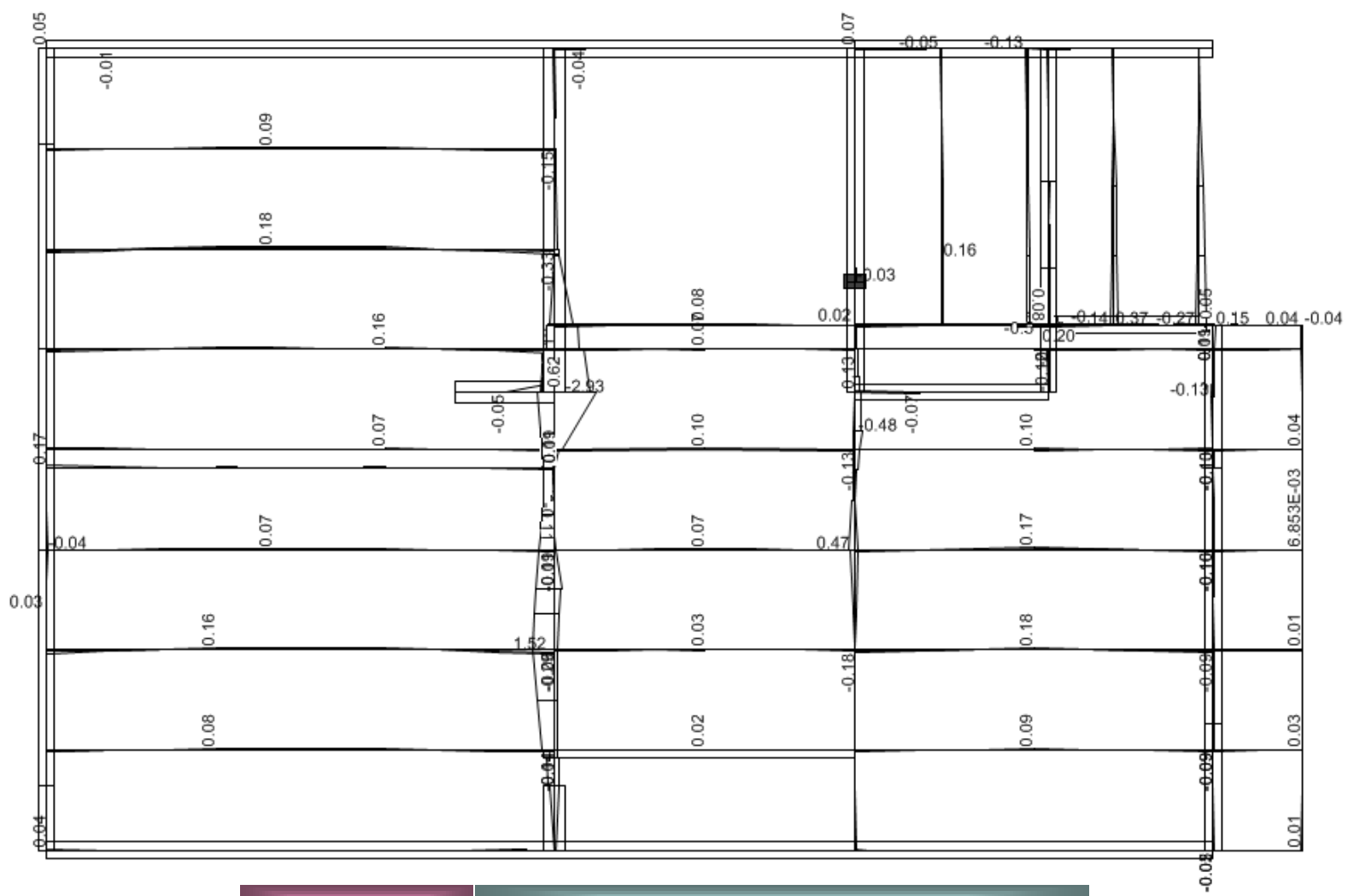


Figura 6.33

Momento en entrepiso

6.4.7.5 Revisión de Polines tipo Joist.

Para la revisión de estos elementos, se han recopilado todos los parámetros necesarios para cuantificar la capacidad del elemento tanto a flexión como a cortante, para los diferentes tipos de polines que son propuestos por el fabricante en función de la distancia máxima entre apoyos, estos se listan en la tabla 6.29, en donde se da a conocer las especificaciones de cada uno de ellos.

La tabla 6.30, muestra la cuantificación de las capacidades nominales a flexión (positiva y negativa) y a cortante de varias de las secciones de polín Joist, no obstante, en la vivienda solo se han colocado dos tipos de polines, el SPN-10-8-8-8 y el SPN-15-8-8-8; los cuales están en función de la distancia entre apoyos, para estos es que se presenta un valor representativo de la resistencia última del elemento para las dos condiciones evaluadas, los valores completos de estos elementos se pueden observar en las figuras 6.37 y 6.38.

Tabla 6.29 Tabla Joist para costanera⁹⁰

ESPACIAMIENTO ENTRE COSTANERAS		1.00 m		1.20 m		1.50 m		PESO (Kg/m)
CARGA TOTAL (Kg/m ²)		Cinc 50	Duralita 75	Cinc 50	Duralita 75	Cinc 50	Duralita 75	
JOIST MONOLIT ESTANDAR		LUCES MAXIMAS A CUBRIR EN METROS						
1	SPN-10-8-8-8	3.65	3.00	3.35	2.70	3.00	2.40	1.735
2	SPN-15-8-8-8	4.45	3.65	4.05	3.30	3.65	3.00	1.868
3	SPN-20-8-8-8	5.15	4.20	4.70	3.85	4.20	3.45	2.018
4	SPN-25-8-8-8	5.75	4.70	5.25	4.30	4.70	3.85	2.137
5	F-20-8-8-8	7.30	6.00	6.65	5.45	6.00	4.85	4.036
6	F-25-8-8-8	8.10	6.65	7.45	6.10	6.65	5.45	4.274

Los resultados presentados en la tabla 6.30, fueron obtenidos de la aplicación del método LRFD, para estructuras de acero, cuyas bases teóricas fueron presentadas en la sección 3.4.3.2 del capítulo II, específicamente en revisiones en la estructura de soporte (pagina 210).

⁹⁰ Manual informativo MONOLIT

Para la evaluación de los parámetros de resistencia desarrollados en la tabla se ha seguido el siguiente proceso:

La resistencia nominal a flexión, se obtiene por medio de la evaluación de la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = A_s F_y d$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_n = 0.9(0.503 * 3500 * 10) = 15844.5 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M_n = 0.158 \text{ Ton.m}$$

La resistencia a cortante es función del esfuerzo crítico de pandeo, el cual a su vez es función del parámetro λ_c , cuya evaluación resulta:

$$\lambda_c = (KL / r\pi)(f_y / E)^{1/2}$$

$$r = \frac{d_b}{4} = \frac{0.8}{4} = 0.2$$

K= 1 (tabla 3.22, pagina 216)

L=d/(sen 60)= 10/(sen60)= 11.55 cm.

$$\lambda_c = (1 \times 11.55 / (0.2 \times \pi)) \times (3500 / 2.04 \times 10^6)^{1/2}$$

$$\lambda_c = 0.76 < 1.5 \quad \implies \quad \phi F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) f_y$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi F_{cr} = (0.658^{0.76^2}) 3500 = 2335.189 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Finalmente,

$$\phi V_n = \phi F_{cr} A_s \text{sen} \theta$$

$$\phi V_n = 2335.189 \times 0.503 \times \text{sen} 60 = 1017.23 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 1.02 \text{ Ton}$$

Con los resultados obtenidos, se puede concluir que estos elementos poseen una resistencia adecuada para las condiciones evaluadas.

[Hojas de Revisiones\Revisión de polín Joist.xls](#)

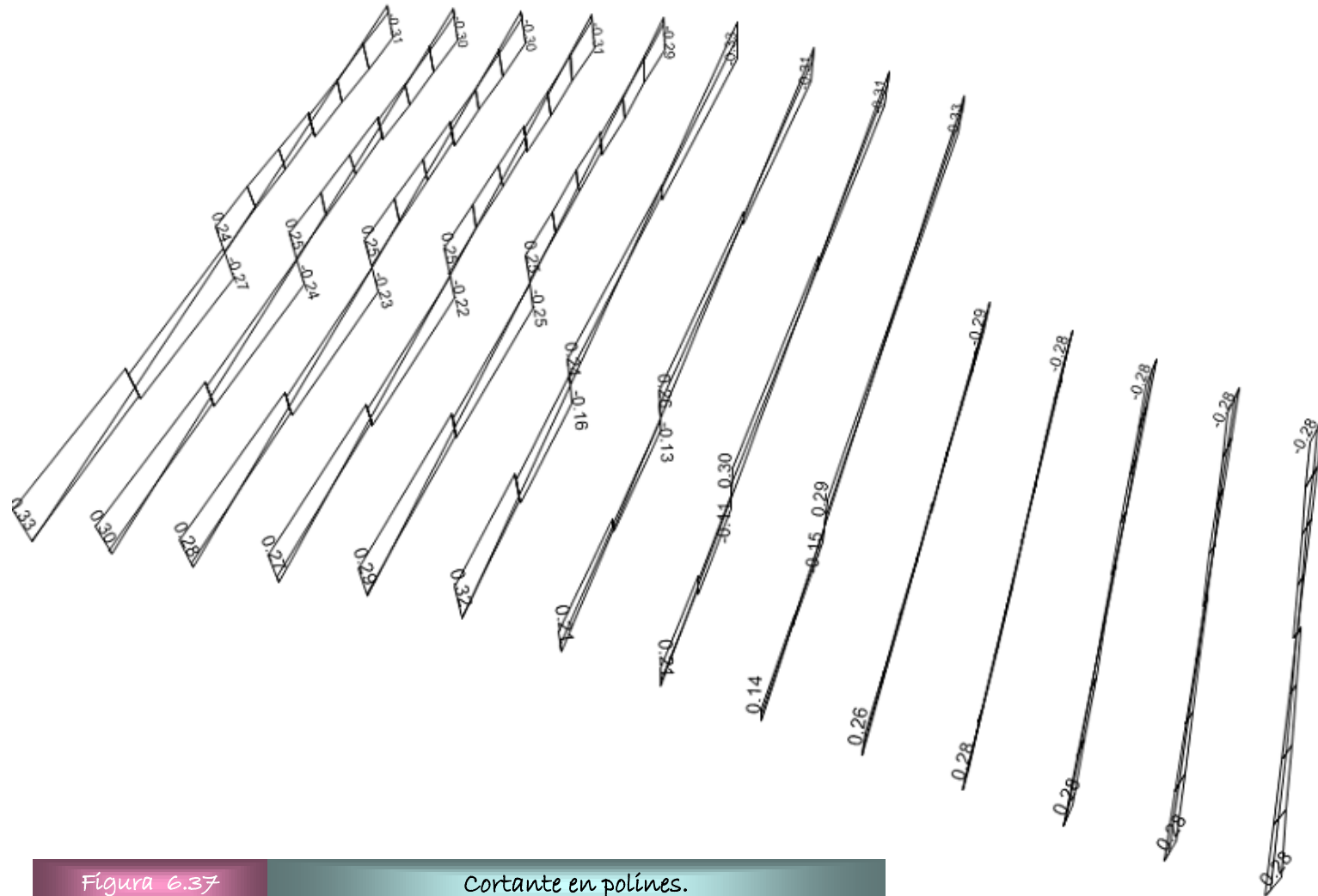


Figura 6.37

Cortante en polines.

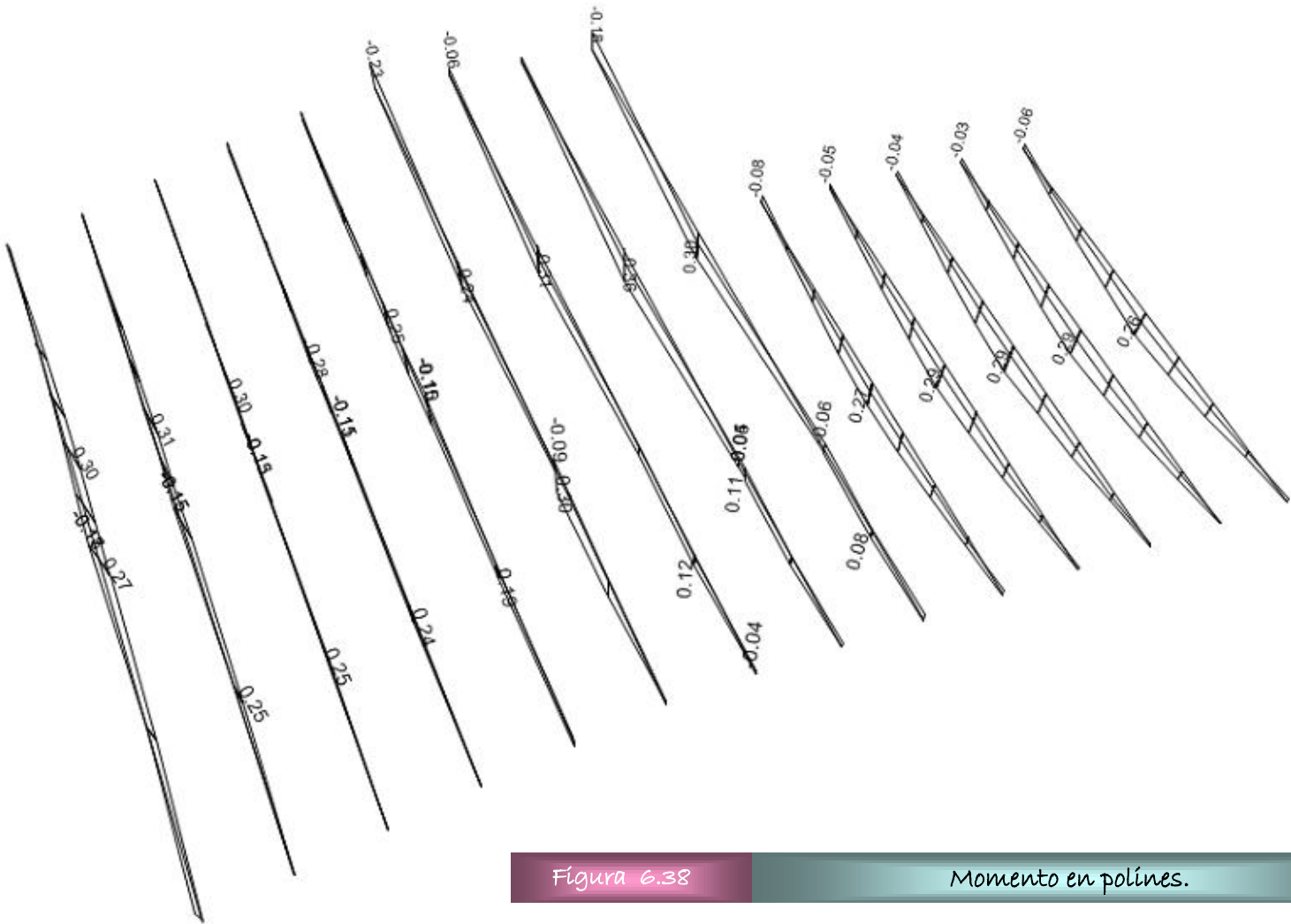


Figura 6.38

Momento en polines.

Como se menciono al inicio de esta sección, algunos de los elementos no satisfacen ciertos requerimientos impuestos por los códigos de diseño, tal es el caso del reglamento ACI (tanto para mampostería como para concreto), lo cual nos obliga a replantear estos elemento, es decir cambiar sus dimensiones o su detallado, cualquiera que sea el caso, requiere de un nuevo análisis, lo cual implica modelar cada uno de los cambios para verificar que la estructura tenga una respuesta satisfactoria ante las modificaciones, sin embargo por razones didácticas y de tiempo, esta investigación se limitará a plantear posibles soluciones para los elementos que posean deficiencias (detalles especiales), con lo cual se garantizará que la vivienda se comporte adecuadamente ante cualquier evento sísmico. Dichos detalles, así como las plantas estructurales de la vivienda se presentan en el anexo 5 de este documento.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES

- Las viviendas se componen de cuatro grandes elementos, los cuales son: fundaciones, paredes, diafragma rígido y diafragma flexible, estos poseen características diferentes que se hace necesario comprender y conocer su comportamiento estructural para lograr un adecuado control de calidad de los mismos tanto en la etapa de diseño como de la ejecución física de un proyecto de este tipo.
- El adecuado comportamiento de una vivienda, depende en gran medida, de los criterios de estructuración que sean utilizados en la etapa de planeamiento estructural de la vivienda, tales como, forma de la edificación en planta y en elevación, relaciones de largo a ancho, disposición de las aberturas, etc.
- Los puntos más importantes que se deben evaluar al realizar la revisión de una pared, son los cargaderos y repisas, debido a que por la discontinuidad que existe en la pared producto de la abertura, estos elementos tienden a concentrar muchos esfuerzos, que pudieran causar daños si el elemento no se encuentra adecuadamente reforzado.
- Cuando se realiza la revisión de una losa aligerada se debe prestar especial atención a la cantidad de refuerzo colocado para resistir momento negativo, puesto que los fabricantes del producto no evalúan tal condición y las fabrican en base al mayor momento positivo que este elemento puede soportar, el cual es $M_{(+)} = 1/8 w l^2$.
- Una revisión básica para evaluar el adecuado comportamiento de una solera de fundación, consiste en la verificación de la conformación de anillos cerrados, es decir, que debe estar ligada en todos los tramos, exista o no pared en dicho tramo. De igual forma es importante analizar la estabilidad global de la fundación.

- Para verificar que las acciones internas que se desarrollan en cada uno de los elementos analizados no sobrepasan los límites establecidos, se debe evaluar su comportamiento acorde a las disposiciones de los códigos de diseño que para cada material este estipulado, así, ACI 318 para estructuras de concreto y ACI 530 para estructuras de mampostería.
- El detallado de los elementos es la etapa final del proceso de diseño y conlleva la distribución y colocación correcta del acero de refuerzo, en apego a las disposiciones que al respecto exigen los diferentes códigos, para que en forma conjunta con el concreto o mampostería, según sea el caso, puedan resistir adecuadamente las cargas a las que estará sometida la edificación.
- Buena parte de la calidad de un proyecto de vivienda, se logra a través del control de los materiales (agua, acero, agregados, cemento, cal, aditivos) en apego a las normas que rigen su calidad, así como, del pleno conocimiento de sus características y propiedades.
- En nuestro país uno de los actuales retos a desafiar en los sistema de mampostería de bloque de concreto es el aparecimiento de fisuras en las paredes, poco tiempo después de la terminación de las mismas, dicha fisuraciones se presentan aun habiéndose ejecutado durante el proceso de construcción un estricto control de calidad. La principal causa de la fisuración en paredes esta estrechamente ligada al tiempo y/o el método de curado empleando en los bloques, el que según normas debe ser de 28 días para poder lograr la resistencia adecuada. Esta medida por lo general no está siendo atendida por los productores, ya que comercializan el producto antes que se haya cumplido con el tiempo de curado establecido.
- La cal genera la inclusión de aire en el mortero, el uso de la misma dosificada de manera correcta, proporciona a la mezcla tanto en estado plástico como endurecido

una serie de propiedades positivas en el comportamiento del mortero para mampostería. Sin embargo, en la mayoría de construcciones del país, se puede comprobar que no se hace uso de la cal en las mezclas de mortero, a pesar que la norma ASTM C 270, estipula el uso de un porcentaje de cal, lo cual es contradictorio, puesto que los laboratorios siempre hacen referencia a dicha normativa cuando presentan la dosificación de las mezclas de mortero.

- Para el acero refuerzo se debe tener especial cuidado en la verificación del diámetro de las varillas de refuerzo, además, estas deben estar debidamente etiquetadas y no presentar aplastamiento de las corrugas, lo cual afecta de manera significativa la adherencia entre la varilla y el concreto.
- La selección del laboratorio así como correcta elaboración de pruebas en los diversos materiales, componentes y estructuras de la vivienda nos permiten determinar y mantener la calidad durante todo el proceso constructivo.
- Se hace necesario que los sistemas de aseguramiento de la calidad abarquen no sólo la fase de la construcción, sino que deben extenderse en todas las etapas del proceso, desde su diseño, hasta la ejecución, control y mantenimiento. Así, los procesos de diseño, medición, revisión, coordinación, control de calidad, supervisión, etc., cobran una especial relevancia para asegurar la calidad de las obras.
- El plan de aseguramiento de la calidad nace como una exigencia del propietario, con el paso del tiempo se convierte en una herramienta útil y necesaria para la organización y la eficaz ejecución de la obra.
- El sistema de mampostería de bloque de concreto reforzado, requiere supervisión técnica permanente, puesto que se compone de distintos procesos, que van desde el pegamento del bloque, colocación del refuerzo y posterior colado de las celdas con

grout; los cuales deben de realizarse correctamente para obtener los resultados esperados según lo planteado en la etapa de diseño.

- Para el proceso de pegado de los bloques se debe usar un mortero con una resistencia ligeramente menor que el de la unidad, esto con el objeto de inducir a que las fisuras por contracción se formen en la junta del mortero y no en el bloque de concreto. Cuidar la buena distribución del mortero sobre las paredes de los bloques sin invadir los huecos previstos e ir realizando el llenando de los huecos de los bloques con el previo posicionamiento del acero así como ir colocando y anclando el refuerzo horizontal cuidando que el acero quede protegido con el recubrimiento mínimo de mortero especificado.
- El proceso de almacenamiento de los materiales (bloques, agregados, acero, cemento aditivos) es de vital importancia para el evitar daños en los mismos desde el momento que estos son recibidos en la obra. El principal problema encontrado radica en la manipulación y almacenaje del cemento, ya que por ser un material muy sensible al contacto con el agua (humedad del ambiente, lluvia, etc.), sus propiedades cementantes se ven muchas veces disminuidas. Esta debilidad puede ser eliminada capacitando al personal encargado de su manejo y garantizando las condiciones necesarias para el transporte y las condiciones mínimas en las instalaciones para bodega.
- El emplear los tiempos, herramientas y maquinarias adecuadas durante los procesos de transporte, corte, mezclado, hechura de juntas y verificar durante todas las etapas las dimensiones, tolerancias, el plomo, la nivelación, el posicionamiento y la escuadra es fundamental para obtener los resultados de calidad y productividad esperados.

- La calidad de la obra no se podrá lograr con sólo supervisiones por estrictas que están sean si no se llevan a cabo por las empresas constructoras programas de selección, capacitación, evaluación del personal tanto a nivel operativo como gerencial.
- En base a los criterios para la evaluación de la estructuración de una vivienda propuestos en la NEDCV de 2004, resumidos en la tabla 6.6, podemos calificar en forma general que la vivienda analizada cumple con el 54% de estos requisitos, ya que se observaron algunos problemas, específicamente en la cantidad de paredes del primer nivel en la dirección “x” puesto que el mínimo requerido era de 5.33 m y se obtuvieron solamente 5.01 m, producto de ello, la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del 10% de la dimensión paralela a la dirección “x”; los otros criterios que no se han cumplido son la conformación de las soleras de fundación y la continuidad de las paredes, criterios que en general son descuidados al momento de realizar la distribución arquitectónica.
- De los dos criterios de estructuración que no cumplen las disposiciones establecidas por la NEDCV, el hecho que las paredes de los niveles 1 y 2 no presenten continuidad, da lugar a que la transmisión de cargas verticales desde la parte superior de la vivienda hacia la cimentación posea una ruta discontinua generando mayores concentraciones de esfuerzos en los elementos resistentes de la vivienda.
- En base a la revisión del cortante resistido por la mampostería contra el cortante actuante, se ha comprobado que la vivienda posee suficiente resistencia al cortante en ambas direcciones, siendo la condición más desfavorable la que ocurre en el eje 5, con un $V_{actuante} = 22.536 \text{ Ton/m}^2$ versus un $V_{resistente} = 25.614 \text{ Ton/m}^2$.
- Los resultados obtenidos para la revisión de cortante en las pilas de mampostería mediante el ETABS, son consistentes con los datos obtenidos mediante la revisión

manual de la capacidad a cortante de estas piezas, debido a que para las dos direcciones se han obtenido valores superiores al valor del cortante actuante producto de las acciones estáticas equivalentes.

- Se ha comprobado que para la revisión de cortante en todas las pilas de mampostería, se obtuvieron valores inferiores a la capacidad nominal de la mampostería sin refuerzo, en promedio los valores oscilaron entre 3.85 Ton/m, siendo el cortante actuante en promedio de 1.69 Ton/m, por lo que teóricamente no se necesita proporcionarle ningún área de acero adicional al detallado mínimo, para resistir el cortante aplicado. Sin embargo, como era de esperarse los cargaderos de algunas ventanas resultaron afectados, excediendo la capacidad nominal de la mampostería, lo cual implica adicionar refuerzo para absorber el cortante actuante.
- Debido a que el espaciamiento máximo que demandaba el refuerzo vertical en los cargaderos, es inferior a los 20 cm que existen entre celda y celda de la unidad, es que se a propuesto cambiar el elemento por una nervadura de concreto, resultando una sección de 20x15 cm, con 2 varillas #3 en cada lecho (superior e inferior) para el refuerzo longitudinal, y estribos #2 espaciados cada 7.5 cm.
- El acero proporcionado en los bordes de las paredes del primer nivel, resulta satisfactorio al compararlo con nuestra propuesta por lo cual se mantiene la misma distribución presentada en los planos.
- Las paredes del segundo nivel no presentaron muchos problemas, como se pudo apreciar, resultando conveniente la propuesta en planos, con un área de refuerzo vertical de $1.775 \text{ cm}^2/\text{m}$ (1#3 @ 40 cm) y de refuerzo horizontal igual a $1.066 \text{ cm}^2/\text{m}$ (2#2 @ 60 cm), el único cambio que se realizo, fue la inclusión de refuerzo en unidades especiales, para brindarle apoyo lateral al refuerzo vertical, espaciadas a cada metro y con diferente diámetro de varilla en función del espesor de la pared.

- Las esquinas y las intersecciones de las paredes son áreas que hay que proteger para mantener la integridad de la pared por lo que se han propuesto algunos detalles típicos que contribuyen a alcanzar este objetivo.
- En las revisiones efectuadas en el comportamiento de la losa aligerada, hemos constatado que el topping de relleno del sistema de entrepiso no es adecuado para garantizar el buen desempeño de los aceros provistos por un lado para controlar las contracciones por temperatura que se generan durante el proceso de fraguado del concreto (acero por temperatura) y por otra parte aquel refuerzo adicional que es demandado para soportar esfuerzos de flexión tanto positiva como negativa en ambas direcciones, esta última condición no ha demandado grandes cantidades de acero en la revisión efectuada, pero mediante esta investigación se ha comprobado que existen concentraciones de esfuerzos que pueden generar daños locales como agrietamiento del topping de la losa (tanto inferior como superior) si no se les da la atención requerida. Para efectos prácticos este efecto genera cierto tipo de concentraciones que causan que los pisos de los segundos niveles de las viviendas de nuestro país se levanten o agrieten. También se ha comprobado que en muchos diseños el acero destinado para controlar los efectos térmicos del concreto no es suficiente, tal como se ha demostrado la malla propuesta 6"x6" 10/10, la cual ni siquiera contribuye con el acero mínimo (en relación al espesor de 5 cm y con un ancho unitario de 1 m) para controlar el gradiente térmico.
- En cuanto a la flexión en particular, el topping de la losa aligerada presentó algunos puntos de concentraciones de esfuerzos en donde se excedían la capacidad nominal del elemento, para lo cual se planteó la necesidad de colocar bastones para proporcionarle mayor capacidad en función de la magnitud de los momentos flectores máximos, cuyos valores registrados excedían levemente la capacidad nominal de la losa, es por ello que la separación requerida para los bastones es muy

grande en algunos casos, tal como se apreció en las tablas 6.21 y 6.22, sin embargo a pesar de esto el acero adicional propuesto consiste 1#3 @ 30 cm para que resulte fácil de colocar y verificar, puesto que coincide con un módulo de la separación de la malla de refuerzo por temperatura. La losa densa no presentó ningún problema, puesto que su capacidad no fue excedida.

- Para realizar una revisión más precisa de las vigas de la estructura, se tabularon los datos de las secciones de las vigas para el caso de flexión (ver tablas 6.23, 6.24 y 6.25), y se evaluó la cantidad de acero mínima exigida por el ACI-318 contra la cantidad de acero propuesta en cada una de las vigas por el diseñador en los planos, obteniéndose en muchos casos valores que no satisfacen las exigencias mínimas impuestas por el código. Además se ha evaluado la resistencia a cortante del concreto de cada uno de estos elementos siendo en la mayoría de los casos superiores a los cortantes actuantes en dichos elementos (ver tablas 6.26, 6.27 y 6.28).
- Las soleras de fundación presentaron problemas en las áreas donde no existe pared sobre ellas, tal es el caso de la solera del eje 5, siendo tal la exigencia de cortante y momento en esta zonas que el refuerzo propuesto en los planos para este elemento no cumplía con las demandas impuestas, por lo cual se han planteado dos tipos de soleras de fundación, partiendo de la propuesta original y variando en aquellas zonas donde se demande un mayor refuerzo.
- En las vigas del segundo nivel se pudo apreciar un comportamiento satisfactorio en cuanto a resistencia, sin embargo algunas de las secciones se tuvieron que cambiar por no cumplir con algunas disposiciones básicas de detallado, tal es el caso de V-3 la cual con el acero propuesto no cumplía con los recubrimientos mínimos establecidos en el reglamento ACI 318-02 y el problema se agrava por ser una viga al aire ubicada en parte frontal de la vivienda. Otro caso es la viga V-4 que es

utilizada como apoyo a la losa, sin embargo posee una sección tal que no permite el desarrollo adecuado del refuerzo sin mencionar que su recubrimiento es nulo. La viga V-1 (viga pacha) fue sustituida también por que no provee un apoyo adecuado para las viguetas (ver las secciones de las vigas en la figura 6.28).

- Para el caso de polines joist, no se registraron mayores inconvenientes, solo hay que prestar atención en los detalles indicados para su fijación, en general los que plantea el fabricante resultan adecuados y son los que se han considerado en esta propuesta.
- Se ha comprobado que existen diferencias marcadas respecto a los resultados que se obtienen en un análisis tridimensional completo de la estructura, con los resultados obtenidos mediante el modelado únicamente del primer nivel, esto en función de los resultados mostrados en anexo 6 (modelo utilizando el programa STRUCTURE CAD), en donde solo se a modelado el primer nivel y los elementos del piso superior han sido impuestos como cargas uniformemente distribuidas en los elementos colectores, la principal discrepancia se encuentra al comparar los valores de las vigas secundarias del entrepiso, ya que estas se ven expuestas a una mayor demanda tanto de flexión como de cortante en el caso de no tener modelado la parte superior, no así cuando existe una pared sobre ellas que toma la mayoría de estas acciones, y vuelve el modelo un poco más realista. Sin embargo, por medio de este modelo se puede visualizar el grado de exigencia al cual se someten las vigas cuando el piso superior esta en proceso de construcción y lo que recae sobre ellas es precisamente el peso de la pared, lo cual conlleva la necesidad de requerir de un apuntalamiento adecuado de estos elementos antes, durante y después del coronamiento de la pared.
- Los procedimientos de diseño que emplean algunos ingenieros en estructuras en nuestro medio, carecen de un análisis adecuado del sistema como tal, lo que

repercuten en el diseño de elementos ya sea sobredimensionado o que no cumple con los requerimientos mínimos de los códigos de diseño.

- Los resultados obtenidos por medio del análisis en el ETABS, para la vivienda en general, demuestran que este tipo de sistemas estructurales (sistemas cajón), poseen un adecuado comportamiento ante las diversas sollicitaciones a las que se exponen este tipo de estructuras, no obstante, siempre existen elementos vulnerables dentro de la misma que requieren especial atención y cuyos efectos no tienen otra forma de ser evaluados si no es por medio de un análisis tridimensional; y más aún cuando dentro del mismo se incluyen los efectos de la interacción suelo-estructura.

RECOMENDACIONES

- Realizar las actualizaciones de las normas técnicas de nuestro país puesto que van quedando relegadas debido a las nuevas consideraciones de diseño que se plantean en los códigos internacionales más recientes.
- Generar una dependencia del estado que ejecute un mayor control sobre los fabricantes de materiales y componentes utilizados en la industria de la construcción, particularmente en la construcción de viviendas, puesto que no se conoce mucho sobre los controles que ejercen sobre los productos y su proceso de fabricación.
- Apoyar el desarrollo de programas de investigación sobre propuestas de viviendas de bajo costo y que poseen resistencia adecuada bajo efectos sísmicos.
- Promover el cambio del plan de estudio de las materias de estructuras en las universidades, introduciendo desde los primeros cursos, el análisis y comportamiento de paredes, y no limitarse a los sistemas de marco, puesto que las estructuras más eficientes son aquellas conformadas por un sistema dual (marcos y paredes).
- Incentivar a las empresas constructoras para que ejerzan un mayor control sobre las obras que realizan y que existan organismos estatales que brinden capacitaciones a dichas empresas para que se actualicen en las técnicas constructivas y métodos de prueba de los materiales componentes de la mampostería.
- Apoyar el diseño estructural de las viviendas en general, puesto que tradicionalmente han sido menospreciadas por muchos ingenieros y arquitectos.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFÍA.

1. Alfaro Alba. (2003). “Diseño de Estructuras de Mampostería”. UCA Editores 2da Edición. El Salvador.
2. García Castillo, M. G.; y otros (1998). “Análisis de la norma Técnica de Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería”. Tesis. Universidad Centroamericana José Simeón Cañas. E. S.
3. Masonry Desingners Guide. 4ta Edición.
4. Ministerio de Obras Públicas. (1994) “Norma Técnica para Diseño y Construcción Estructural de Mampostería”. Ministerio de Obras Públicas.
5. Ministerio de Obras Públicas. (1994). “Norma Técnica para el Control de calidad de Materiales Estructurales”. Ministerio de Obras Públicas.
6. Girón Navarro, Evelyn Nohemy; y otros (2005). “Historia del Instituto de Vivienda Urbana (I.V.U.) en El Salvador. Tesis. Universidad Albert Einstein.
7. Fundación ICA. (1999). “Las Estructuras de Mampostería”. México 1999.
8. Bazán, E.; Meli, R. (2002). “Diseño estructural”. Editorial Limusa. 2^{da} edición. México.
9. Schneider & Dickey. (1987). “Reinforced Masonry Design”. Editorial Prentice-Hall 2^{da} edición. U.S.A.
10. Alvarado Chorro, Luis Adolfo; y otros. (2004). “Diseño de Elementos Estructurales en Edificios de de Concreto Reforzado”. Tesis. Universidad de El Salvador.
11. Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto. (Marzo de 2005) Revista N° 36. “IV Foro Nacional de Vivienda”. San Salvador.
12. Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto. (Junio de 2005). Revista N° 37. VIVITAT Hábitat Popular Sustentable. San Salvador.
13. Aguirre Orellana, Mario Alfonso; y otros. (1991). “Criterios Básicos para el Análisis y diseño de Edificaciones de Mampostería Reforzada”. Tesis. Universidad de El Salvador.

14. Bonilla Orantes, Evelyn Esmeralda; y otros. (2003). “Actualización en Procesos Constructivos”. Tesis. Universidad de El Salvador.
15. Merino Bonilla, Ernesto Engelberto; y otros. (1990). “Análisis Comparativo de Colocación del Refuerzo Horizontal en Paredes de Bloque de Concreto”. Universidad Centroamericana José Simeón Cañas.
16. Aguirre Ramírez, Gil Oswaldo; y otros. (1996). “Manual de Fundaciones de las Estructuras según Tipos de Suelos”. Tesis. Universidad de El Salvador.
17. Fundación ICA. (1999). “Modalidades de refuerzo de la Mampostería en México”.
18. Ministerio de Obras Públicas. (2002). “Norma Especial para el Diseño y Construcción de Viviendas”. Ministerio de Obras Públicas.
19. Park, R; Gamble, W.L. (1990). “Losas de Concreto Reforzado”. Editorial Limusa 1^{ra} edición.
20. Segui, William T. (1999). “Diseño de Estructuras de Acero con LRFD”. 2^a Edición. Internacional Thomson Editores. México.
21. Anastas Hernández, Oscar Julio; y otros. (1991). “Información General y Consideraciones para el Análisis, Diseño y Presupuesto de Estructuras de Techo”. Tesis. Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”.
22. American Concrete Institute. (2002). “Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318-02M”. American Concrete Institute. U. S. A.
23. American Concrete Institute. (2002). “Building code requirements for Masonry Structures, ACI 530-02M”. American Concrete Institute. U. S. A.
24. American Concrete Institute. (2002). “Specification for Masonry Structures, ACI 530.1-02M”. American Concrete Institute. U. S. A.
25. Kosmatka, Steven H. (1992). “Diseño y Control de Mezclas de Concreto”. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
26. Los Agregados. Centro Salvadoreño de Información del Cemento y Concreto (CESICC).
27. El Concreto. Cemento de El Salvador (CESSA).

28. Manual Técnico para el Uso de Bloques de Concreto. BLOQUITUBOS. 2002
29. MOP. Norma Técnica para el Control de Calidad de los Materiales Estructurales. 1994.
30. Manual de Construcción de Mampostería de Concreto. Instituto Colombiano de Productores de Cemento. IPCP.
31. ABERDEEN GROUP. “Mortero, Cómo Especificar y Utilizar Mortero para Mampostería”.
32. Construcción de Vivienda Utilizando Mampostería de Bloque de Concreto Reforzado. Instituto Salvadoreño del Cemento y del Concreto (ISCYC).
33. Sergio Noble Gómez; y otros. (2005). “Manual Técnico de Procesos Constructivos”. Tesis. Universidad de El Salvador.
34. Julio Cesar Argueta Alvarado; y otros. (1998). “Estudio de la calidad de los agregados para concreto en las canteras más importantes de el Salvador”. Tesis. Universidad de El Salvador.
35. Gilberto Armando Durán; y otros. (1999). “Estudio de la contracción lineal de los bloques de concreto y su influencia en el agrietamiento en paredes de mampostería”. Tesis. Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”.
36. Héctor David Hernández Flores.”Diseño de Concreto Reforzado”.
37. Nawy Edgard. “Concreto Reforzado un Enfoque Básico”. Prentice Hall
38. Plan de Control de Calidad y Plan de Higiene y Seguridad Industrial. Proyecto: “Construcción de Centro Escolar Cantón las Salinas Municipio de Usulután departamento de Usulután”. (2003).
39. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. “Manual de Construcción, Evaluación y Rehabilitación Sismo Resistente de Viviendas de Mampostería”. Bogotá, Colombia.
40. Sergio Noble Gómez y otros. (2005) “Manual Técnico de Procesos Constructivos”. Tesis. Universidad de El Salvador.
41. Randall, F.A; Panarese, William C. (1976). Concrete Masonry Handbook for architects, engineers, Builders. PCA. U.S.A.

42. Nestor Mauricio Calderón Argueta; y otros. (1993). “Guía para Pruebas de Suelo que se Realizan en Campo y en Laboratorio, Aplicadas en Obras de Ingeniería Civil”. Tesis. Universidad de El Salvador.

ANEXOS

ANEXO 1**TABLA DE PESOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN****PESOS DE SUELOS**

Arcilla seca	2000 kg/m ³
Arcilla húmeda	2600 kg/m ³
Arena fina	1300 kg/m ³
Arena mediana	1400 kg/m ³
Arena gruesa	1650 kg/m ³
Arena seca	1650 kg/m ³
Basalto	3000 kg/m ³
Canto rodado (grava)	1750 kg/m ³
Cemento Portland	1400 kg/m ³
Granito	2800 kg/m ³
Mortero de cal y arena	1650 kg/m ³
Mortero de cal y arena gruesa	1800 kg/m ³
Mortero de cemento y arena	2100 kg/m ³
Mortero de cemento, cal y arena	1900 kg/m ³
Mampostería de piedra	2450 kg/m ³
Mármol	2800 kg/m ³
Piedra partida	1700 kg/m ³
Pizarra	2700 kg/m ³
Tierra pulverizada	1200 kg/m ³
Tierra algo compacta	1600 kg/m ³
Tierra fuertemente compacta	1800 kg/m ³
Tierra arcillosa seca	1600 kg/m ³
Tierra arcillosa húmeda	850 kg/m ³
Tierra arcillosa pura	1500 kg/m ³
Tierra arenosa	1700 kg/m ³

Tierra gruesa	2240 kg/m ³
Yeso en polvo	1100 kg/m ³
Yeso fraguado	1400 kg/m ³

PESOS DE ELEMENTOS DE TECHO

Cielo de poliuretano	10 - 15 kg/m ²
Duralita	17 kg/m ²
Lámina lisa de asbesto cemento	30 kg/m ²
Lámina galvanizada	8 kg/m ²
Lámina Zintroalum	45 kg/m ²
Teja de Barro Mojada	70 kg/m ²
Teja Arabe Arcitex	5 kg/m ²
Teja tipo español	50 kg/m ²
Teja prexcon	43 kg/m ²
Tijeras	15 kg/m ²
Marcos	25 kg/m ²
Viga macomber	17 kg/m ²
Polín Espacial	5 kg/m ²
Estructura metálica	17 kg/m ²
Cielo falso + instalaciones eléctricas	20 - 35 kg/m ²

PESOS DE ELEMENTOS DE PARED

Ladrillo de barro puesto de canto	200 kg/m ²
Ladrillo de barro puesto de lazo	300 kg/m ²
Ladrillo de barro puesto de trinchera	600 kg/m ²
Bloque de mampostería	2200 kg/m ³
Pared de bloque de concreto (e=15cm)	220 kg/m ²
Pared de bloque de concreto (e=20cm)	280 kg/m ²
Lámina galvanizada	8 kg/m ²
Azulejos	10-15 kg/m ²

PESOS DE ELEMENTOS DE ENTREPISOS

Losa densa (h=10cm)	240 kg/m ²
Losa densa (h=12cm)	288 kg/m ²
Losa densa (h=15cm)	360 kg/m ²
Losa COPRESA tradicional:	
VT1-15	238 kg/m ²
VT1-20	260 kg/m ²
VT2-25	297 kg/m ²
VT1-27	351 kg/m ²
VT1-40	495 kg/m ²
Losa COPRESA estructural:	
VE1-20	216 kg/m ²
VE2-20 (CV=400 kg/m ²)	216 kg/m ²
VE3-20 (CV=400 kg/m ²)	216 kg/m ²
VE1-35	383 kg/m ²
Peso de entrepiso nervado (aligerado) con molde metálico	300 kg/m ²

PESOS DE MADERA

Pino	710 kg/m ³
Roble	1030 kg/m ³
Abeto	600 kg/m ³
Caoba	820 kg/m ³
Cedro	700 kg/m ³
Cipres	480 kg/m ³
Ebano	1250 kg/m ³
Laurel negro	640 kg/m ³

METALES Y MINERALES

Acero	7850 kg/m ³
-------	------------------------

Aluminio	2560 kg/m ³
Hierro	7900 kg/m ³
Agua	1000 kg/m ³

VIDRIO ESTRUCTURAL

Bloque de vidrio para paredes	650 - 1250 kg/m ³
Vidrio plano	2800 - 3100 kg/m ³
Prismáticos para tragaluces	1500 - 2000 kg/m ³

PESOS DE PISOS

Pisos terrazos:

20 x 20	35 - 45 kg/m ²
30 x 30	45 - 55 kg/m ²
40 x 40	55 - 65 kg/m ²
Enladrillado	120 kg/m ²

MATERIALES VARIOS

Concreto reforzado	2400 kg/m ³
Acero estructural	7900 kg/m ³
Madera para techo	1024 kg/m ³
Mampostería de piedra	2300 kg/m ³
Ventanas vidrio fijo	35 kg/m ²
Puertas vidrio fijo	40 kg/m ²

ANEXO 2

Desarrollo de combinaciones de carga:

Para la combinación: 1.2D+1.0L+1.4Ex+0.42Ey

DIRECCION 1-1

+100% en la dirección X1 , +30% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L+(1.0)(1.4Ex1)+(0.3)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L+1.4 Ex1+0.42Ey1$$

+100% en la dirección X1 , -30% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L+(1.0)(1.4Ex1)-(0.3)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L+1.4Ex1-0.42Ey1$$

-100% en la dirección X1 , +30% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L-(1.0)(1.4Ex1)+(0.3)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L-1.4Ex1+0.42Ey1$$

-100% en la dirección X1 , -30% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L-(1.0)(1.4Ex1)-(0.3)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L-1.4Ex1-0.42Ey1$$

+30% en la dirección X1 , +100% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L+(0.3)(1.4Ex1)+(1.0)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L+0.42Ex1+1.4Ey1$$

-30% en la dirección X1 , +100% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L-(0.3)(1.4Ex1)+(1.0)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L-0.42Ex1+1.4Ey1$$

+30% en la dirección X1 , -100% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L+(0.3)(1.4Ex1)-(1.0)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L+0.42Ex1-1.4Ey1$$

-30% en la dirección X1 , -100% en la dirección Y1

$$1.2D+1.0L-(0.3)(1.4Ex1)-(1.0)(1.4Ey1)$$

$$1.2D+1.0L-0.42Ex1-1.4Ey1$$

DIRECCION 2-2

+100% en la dirección X2 , +30% en la dirección Y2

$$1.2D+1.0L+(1.0)(1.4Ex2)+(0.3)(1.4Ey2)$$

$$1.2D+1.0L+1.4Ex2+0.42Ey2$$

+100% en la dirección X2 , -30% en la dirección Y2

$$1.2D+1.0L+(1.0)(1.4Ex2)-(0.3)(1.4Ey2)$$

$1.2D+1.0L+1.4Ex2-0.42Ey2$
 -100% en la dirección X2 , +30% en la dirección Y2
 $1.2D+1.0L-(1.0)(1.4Ex2)+(0.3)(1.4Ey2)$
 $1.2D+1.0L-1.4Ex2+0.42Ey2$

-100% en la dirección X2 , -30% en la dirección Y2
 $1.2D+1.0L-(1.0)(1.4Ex2)-(0.3)(1.4Ey2)$
 $1.2D+1.0L-1.4Ex2-0.42Ey2$

+30% en la dirección X2 , +100% en la dirección Y2
 $1.2D+1.0L+(0.3)(1.4Ex2)+(1.0)(1.4Ey2)$
 $1.2D+1.0L+0.42Ex2+1.4Ey2$

-30% en la dirección X2 , +100% en la dirección Y2
 $1.2D+1.0L-(0.3)(1.4Ex2)+(1.0)(1.4Ey2)$
 $1.2D+1.0L-0.42Ex2+1.4Ey2$

+30% en la dirección X2 , -100% en la dirección Y2
 $1.2D+1.0L+(0.3)(1.4Ex2)-(1.0)(1.4Ey2)$
 $1.2D+1.0L+0.42Ex2-1.4Ey2$

-30% en la dirección X2 , -100% en la dirección Y2
 $1.2D+1.0L-(0.3)(1.4Ex2)-(1.0)(1.4Ey2)$
 $1.2D+1.0L-0.42Ex2-1.4Ey2$

Para la combinación: 0.9D+1.4Ex+0.42Ey

DIRECCION 1-1

+100% en la dirección X1 , +30% en la dirección Y1
 $0.9D+(1.0)(1.4Ex1)+(0.3)(1.4Ey1)$
 $0.90D+1.4Ex1+0.42Ey1$

+100% en la dirección X1 , -30% en la dirección Y1
 $0.9D+(1.0)(1.4Ex1)-(0.3)(1.4Ey1)$
 $0.9D+1.4Ex1-0.42Ey1$

-100% en la dirección X1 , +30% en la dirección Y1
 $0.9D-(1.0)(1.4Ex1)+(0.3)(1.4Ey1)$
 $0.90D-1.4Ex1+0.42Ey1$

-100% en la dirección X1 , -30% en la dirección Y1
 $0.9D+(1.0)(1.4Ex1)+(0.3)(1.4Ey1)$
 $0.90D-1.4Ex1-0.42Ey1$

+30% en la dirección X1 , +100% en la dirección Y1
 $0.9D+(0.3)(1.4Ex1)+(1.0)(1.4Ey1)$

$0.90D+0.42Ex1+1.4Ey1$
 -30% en la dirección X1 , +100% en la dirección Y1
 $0.9D-(0.3)(1.4Ex1)+(1.0)(1.4Ey1)$
 $0.90D-0.42Ex1+1.4Ey1$

+30% en la dirección X1 , -100% en la dirección Y1
 $0.9D+(0.3)(1.4Ex1)-(1.0)(1.4Ey1)$
 $0.90D+0.42Ex1-1.4Ey1$

-30% en la dirección X1 , -100% en la dirección Y1
 $0.9D-(0.3)(1.4Ex1)-(1.0)(1.4Ey1)$
 $0.90D-0.42Ex1-1.4Ey1$

DIRECCION 2-2

+100% en la dirección X2 , +30% en la dirección Y2
 $0.9D+(1.0)(1.4Ex2)+(0.3)(1.4Ey2)$
 $0.90D+1.4Ex2+0.42Ey2$

+100% en la dirección X2 , -30% en la dirección Y2
 $0.9D+ (1.0)(1.4Ex2)-(0.3)(1.4Ey2)$
 $0.9D+1.4Ex2-0.42Ey2$

-100% en la dirección X2 , +30% en la dirección Y2
 $0.9D- (1.0)(1.4Ex2)+(0.3)(1.4Ey2)$
 $0.90D-1.4Ex2+0.42Ey2$

-100% en la dirección X2 y -30% en la dirección Y2
 $0.9D-(1.0)(1.4Ex2)-(0.3)(1.4Ey2)$
 $0.90D-1.4Ex2-0.42Ey2$

+30% en la dirección X2 , +100% en la dirección Y2
 $0.9D+(0.3)(1.4Ex2)+(1.0)(1.4Ey2)$
 $0.90D+0.42Ex2+1.4Ey2$

-30% en la dirección X2 , +100% en la dirección Y2
 $0.9D-(0.3)(1.4Ex2)+(1.0)(1.4Ey2)$
 $0.90D-0.42Ex2+1.4Ey2$

+30% en la dirección X2 , -100% en la dirección Y2
 $0.9D+(0.3)(1.4Ex2)-(1.0)(1.4Ey2)$
 $0.90D+0.42Ex2-1.4Ey2$

-30% en la dirección X2 , -100% en la dirección Y2
 $0.9D-(0.3)(1.4Ex2)-(1.0)(1.4Ey2)$
 $0.90D-0.42Ex2-1.4Ey2$

ANEXO 3

**TABLAS DE AYUDA PARA EL CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS
POR MEDIO DEL METODO DE LA CONEXIÓN DE CORTANTE.**

K, (% de Acción de Voladizo Individual)												
αH	x/H											
	0.250	0.300	0.375	0.400	0.500	0.600	0.700	0.750	0.800	0.900	1.000	
0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.25	80.00	82.27	85.67	86.28	88.75	90.72	92.68	93.67	94.13	95.07	96.00	96.00
0.50	60.00	64.53	71.33	72.57	77.50	81.43	85.37	87.33	88.27	90.13	92.00	92.00
0.75	40.00	46.80	57.00	58.85	66.25	72.15	78.05	81.00	82.40	85.20	88.00	88.00
1.00	20.00	29.07	42.67	45.13	55.00	62.87	70.73	74.67	76.53	80.27	84.00	84.00
1.25	-4.21	8.48	27.50	30.73	43.67	52.87	62.07	66.67	69.02	73.72	78.42	78.42
1.50	-28.42	-12.12	12.33	16.33	32.33	42.87	53.40	58.67	61.50	67.17	72.83	72.83
1.75	-52.62	-32.71	-2.83	1.93	21.00	32.87	44.73	50.67	53.98	60.62	67.25	67.25
2.00	-76.83	-53.30	-18.00	-12.47	9.67	22.87	36.07	42.67	46.47	54.07	61.67	61.67
2.25	-87.50	-63.30	-27.00	-21.00	3.00	16.60	30.20	37.00	41.10	49.30	57.50	57.50
2.50	-93.00	-69.00	-33.00	-26.90	-2.50	11.30	25.10	32.00	36.40	45.20	54.00	54.00
2.75	-97.00	-72.60	-36.00	-30.00	-6.00	6.80	19.60	26.00	31.20	41.60	52.00	52.00
3.00	-99.50	-75.50	-39.50	-33.57	-9.83	3.30	16.43	23.00	28.07	38.20	48.33	48.33
3.25	-99.83	-76.70	-42.00	-36.10	-12.50	0.90	14.30	21.00	26.00	36.00	46.00	46.00
3.50	-99.75	-77.45	-44.00	-38.00	-14.00	-1.60	10.80	17.00	22.40	33.20	44.00	44.00
3.75	-98.00	-76.60	-44.50	-38.80	-16.00	-3.60	8.80	15.00	20.40	31.20	42.00	42.00
4.00	-95.83	-74.76	-43.17	-37.87	-16.67	-4.80	7.07	13.00	18.33	29.00	39.67	39.67
4.25	-91.79	-71.79	-41.79	-36.80	-16.83	-5.47	5.90	11.58	16.88	27.48	38.08	38.08
4.50	-87.75	-68.82	-40.42	-35.73	-17.00	-6.13	4.73	10.17	15.43	25.97	36.50	36.50
4.75	-83.71	-65.84	-39.04	-34.67	-17.17	-6.80	3.57	8.75	13.98	24.45	34.92	34.92
5.00	-79.67	-62.87	-37.67	-33.60	-17.33	-7.47	2.40	7.33	12.53	22.93	33.33	33.33
5.25	-76.00	-60.05	-36.12	-32.30	-17.00	-7.60	1.80	6.50	11.62	21.85	32.08	32.08
5.50	-72.33	-57.23	-34.58	-31.00	-16.67	-7.73	1.20	5.67	10.70	20.77	30.83	30.83
5.75	-68.67	-54.42	-33.04	-29.70	-16.33	-7.87	0.60	4.83	9.78	19.68	29.58	29.58
6.00	-65.00	-51.60	-31.50	-28.40	-16.00	-8.00	0.00	4.00	8.87	18.60	28.33	28.33
6.25	-62.00	-49.15	-29.88	-27.00	-15.50	-7.90	-0.30	3.50	8.35	18.05	27.75	27.75
6.50	-59.00	-46.70	-28.25	-25.60	-15.00	-7.80	-0.60	3.00	7.83	17.50	27.17	27.17
6.75	-56.00	-44.25	-26.63	-24.20	-14.50	-7.70	-0.90	2.50	7.32	16.95	26.58	26.58
7.00	-53.00	-41.80	-25.00	-22.80	-14.00	-7.60	-1.20	2.00	6.80	16.40	26.00	26.00
7.25	-50.63	-39.94	-23.92	-21.87	-13.67	-7.55	-1.43	1.63	6.37	15.85	25.33	25.33
7.50	-48.25	-38.08	-22.83	-20.93	-13.33	-7.50	-1.67	1.25	5.93	15.30	24.67	24.67
7.75	-45.88	-36.22	-21.75	-20.00	-13.00	-7.45	-1.90	0.88	5.50	14.75	24.00	24.00
8.00	-43.50	-34.37	-20.67	-19.07	-12.67	-7.40	-2.13	0.50	5.07	14.20	23.33	23.33
8.25	-41.38	-32.69	-19.67	-18.10	-11.83	-6.95	-2.07	0.38	4.83	13.75	22.67	22.67
8.50	-39.25	-31.02	-18.67	-17.13	-11.00	-6.50	-2.00	0.25	4.60	13.30	22.00	22.00
8.75	-37.13	-29.34	-17.67	-16.17	-10.17	-6.05	-1.93	0.13	4.37	12.85	21.33	21.33
9.00	-35.00	-27.67	-16.67	-15.20	-9.33	-5.60	-1.87	0.00	4.13	12.40	20.67	20.67
9.25	-34.46	-27.07	-16.00	-14.57	-8.83	-5.35	-1.87	-0.13	3.92	12.00	20.08	20.08
9.50	-33.92	-26.48	-15.33	-13.93	-8.33	-5.10	-1.87	-0.25	3.70	11.60	19.50	19.50
9.75	-33.37	-25.89	-14.67	-13.30	-7.83	-4.85	-1.87	-0.38	3.48	11.20	18.92	18.92
10.00	-32.83	-25.30	-14.00	-12.67	-7.33	-4.60	-1.87	-0.50	3.27	10.80	18.33	18.33
10.25	-30.79	-23.84	-13.42	-12.17	-7.17	-4.65	-2.13	-0.88	2.88	10.40	17.92	17.92
10.50	-28.75	-22.38	-12.83	-11.67	-7.00	-4.70	-2.40	-1.25	2.50	10.00	17.50	17.50
10.75	-26.71	-20.92	-12.25	-11.17	-6.83	-4.75	-2.67	-1.63	2.12	9.60	17.08	17.08
11.00	-24.67	-19.47	-11.67	-10.67	-6.67	-4.80	-2.93	-2.00	1.73	9.20	16.67	16.67
11.25	-23.67	-18.70	-11.25	-10.31	-6.54	-4.79	-3.04	-2.17	1.53	8.93	16.33	16.33
11.50	-22.67	-17.93	-10.83	-9.95	-6.42	-4.78	-3.15	-2.33	1.33	8.67	16.00	16.00
11.75	-21.67	-17.17	-10.42	-9.59	-6.29	-4.77	-3.26	-2.50	1.13	8.40	15.67	15.67
12.00	-20.67	-16.40	-10.00	-9.23	-6.17	-4.77	-3.37	-2.67	0.93	8.13	15.33	15.33
12.25	-20.12	-15.91	-9.58	-8.86	-5.96	-4.74	-3.33	-2.67	0.92	8.08	15.25	15.25
12.50	-19.58	-15.42	-9.17	-8.48	-5.75	-4.52	-3.28	-2.67	0.90	8.03	15.17	15.17
12.75	-19.04	-14.92	-8.75	-8.11	-5.54	-4.39	-3.24	-2.67	0.88	7.98	15.08	15.08
13.00	-18.50	-14.43	-8.33	-7.73	-5.33	-4.27	-3.20	-2.67	0.86	7.93	15.00	15.00
13.25	-17.92	-13.93	-7.96	-7.41	-5.21	-4.19	-3.18	-2.67	0.81	7.78	14.75	14.75
13.50	-17.33	-13.43	-7.58	-7.08	-5.08	-4.12	-3.15	-2.67	0.76	7.63	14.50	14.50
13.75	-16.75	-12.93	-7.21	-6.76	-4.96	-4.04	-3.13	-2.67	0.71	7.48	14.25	14.25
14.00	-16.17	-12.43	-6.83	-6.43	-4.83	-3.97	-3.10	-2.67	0.66	7.33	14.00	14.00
14.25	-15.79	-12.19	-6.79	-6.36	-4.62	-3.84	-3.06	-2.67	0.61	7.18	13.75	13.75
14.50	-15.42	-11.95	-6.75	-6.28	-4.42	-3.72	-3.02	-2.67	0.56	7.03	13.50	13.50
14.75	-15.04	-11.71	-6.71	-6.21	-4.21	-3.59	-2.98	-2.67	0.51	6.88	13.25	13.25
15.00	-14.67	-11.47	-6.67	-6.13	-4.00	-3.47	-2.94	-2.67	0.46	6.73	13.00	13.00
15.25	-14.33	-11.20	-6.50	-5.97	-3.83	-3.37	-2.90	-2.67	0.40	6.53	12.67	12.67
15.50	-14.00	-10.93	-6.33	-5.80	-3.67	-3.27	-2.87	-2.67	0.33	6.33	12.33	12.33
15.75	-13.67	-10.67	-6.17	-5.63	-3.50	-3.17	-2.84	-2.67	0.26	6.13	12.00	12.00
16.00	-13.33	-10.40	-6.00	-5.47	-3.33	-3.07	-2.80	-2.67	0.20	5.93	11.67	11.67

K ₂ (% de Acción de Voladizo Compuesto)											
αH	x/H										
	0,250	0,300	0,375	0,400	0,500	0,600	0,700	0,750	0,800	0,900	1,000
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	20.00	17.73	14.33	13.72	11.25	9.28	7.32	6.33	5.87	4.93	4.00
0.50	40.00	35.47	28.67	27.43	22.50	18.57	14.63	12.67	11.73	9.87	8.00
0.75	60.00	53.20	43.00	41.15	33.75	27.85	21.95	19.00	17.60	14.80	12.00
1.00	80.00	70.93	57.33	54.87	45.00	37.13	29.27	25.33	23.47	19.73	16.00
1.25	104.21	91.52	72.50	69.27	56.33	47.13	37.93	33.33	30.98	26.28	21.58
1.50	128.42	112.12	87.67	83.67	67.67	57.13	46.60	41.33	38.50	32.83	27.17
1.75	152.62	132.71	102.83	98.07	79.00	67.13	55.27	49.33	46.02	39.38	32.75
2.00	176.83	153.30	118.00	112.47	90.33	77.13	63.93	57.33	53.53	45.93	38.33
2.25	187.50	163.30	127.00	121.00	97.00	83.40	69.80	63.00	58.90	50.70	42.50
2.50	193.00	169.00	133.00	126.90	102.50	88.70	74.90	68.00	63.60	54.80	46.00
2.75	197.00	172.60	136.00	130.00	106.00	93.20	80.40	74.00	68.80	58.40	48.00
3.00	199.50	175.50	139.50	133.57	109.83	96.70	83.57	77.00	71.93	61.80	51.67
3.25	199.83	176.70	142.00	136.10	112.50	99.10	85.70	79.00	74.00	64.00	54.00
3.50	199.75	177.45	144.00	138.00	114.00	101.60	89.20	83.00	77.60	66.80	56.00
3.75	198.00	176.60	144.50	138.80	116.00	103.60	91.20	85.00	79.60	68.80	58.00
4.00	195.83	174.76	143.17	137.87	116.67	104.80	92.93	87.00	81.67	71.00	60.33
4.25	191.79	171.79	141.79	136.80	116.83	105.47	94.10	88.42	83.12	72.52	61.92
4.50	187.75	168.82	140.42	135.73	117.00	106.13	95.27	89.83	84.57	74.03	63.50
4.75	183.71	165.84	139.04	134.67	117.17	106.80	96.43	91.25	86.02	75.55	65.08
5.00	179.67	162.87	137.67	133.60	117.33	107.47	97.60	92.67	87.47	77.07	66.67
5.25	176.00	160.05	136.12	132.30	117.00	107.60	98.20	93.50	88.38	78.15	67.92
5.50	172.33	157.23	134.58	131.00	116.67	107.73	98.80	94.33	89.30	79.23	69.17
5.75	168.67	154.42	133.04	129.70	116.33	107.87	99.40	95.17	90.22	80.32	70.42
6.00	165.00	151.60	131.50	128.40	116.00	108.00	100.00	96.00	91.13	81.40	71.67
6.25	162.00	149.15	129.88	127.00	115.50	107.90	100.30	96.50	91.65	81.95	72.25
6.50	159.00	146.70	128.25	125.60	115.00	107.80	100.60	97.00	92.17	82.50	72.83
6.75	156.00	144.25	126.63	124.20	114.50	107.70	100.90	97.50	92.68	83.05	73.42
7.00	153.00	141.80	125.00	122.80	114.00	107.60	101.20	98.00	93.20	83.60	74.00
7.25	150.63	139.94	123.92	121.87	113.67	107.55	101.43	98.38	93.63	84.15	74.67
7.50	148.25	138.08	122.83	120.93	113.33	107.50	101.67	98.75	94.07	84.70	75.33
7.75	145.88	136.22	121.75	120.00	113.00	107.45	101.90	99.13	94.50	85.25	76.00
8.00	143.50	134.37	120.67	119.07	112.67	107.40	102.13	99.50	94.93	85.80	76.67
8.25	141.38	132.69	119.67	118.10	111.83	106.95	102.07	99.63	95.17	86.25	77.33
8.50	139.25	131.02	118.67	117.13	111.00	106.50	102.00	99.75	95.40	86.70	78.00
8.75	137.13	129.34	117.67	116.17	110.17	106.05	101.93	99.88	95.63	87.15	78.67
9.00	135.00	127.67	116.67	115.20	109.33	105.60	101.87	100.00	95.87	87.60	79.33
9.25	134.46	127.07	116.00	114.57	108.83	105.35	101.87	100.13	96.08	88.00	79.92
9.50	133.92	126.48	115.33	113.93	108.33	105.10	101.87	100.25	96.30	88.40	80.50
9.75	133.37	125.89	114.67	113.30	107.83	104.85	101.87	100.38	96.52	88.80	81.08
10.00	132.83	125.30	114.00	112.67	107.33	104.60	101.87	100.50	96.73	89.20	81.67
10.25	130.79	123.84	113.42	112.17	107.17	104.65	102.13	100.88	97.12	89.60	82.08
10.50	128.75	122.38	112.83	111.67	107.00	104.70	102.40	101.25	97.50	90.00	82.50
10.75	126.71	120.92	112.25	111.17	106.83	104.75	102.67	101.63	97.88	90.40	82.92
11.00	124.67	119.47	111.67	110.67	106.67	104.80	102.93	102.00	98.27	90.80	83.33
11.25	123.67	118.70	111.25	110.31	106.54	104.79	103.04	102.17	98.47	91.07	83.67
11.50	122.67	117.93	110.83	109.95	106.42	104.78	103.15	102.33	98.67	91.33	84.00
11.75	121.67	117.17	110.42	109.59	106.29	104.77	103.26	102.50	98.87	91.60	84.33
12.00	120.67	116.40	110.00	109.23	106.17	104.77	103.37	102.67	99.07	91.87	84.67
12.25	120.12	115.91	109.58	108.86	105.96	104.64	103.33	102.67	99.08	91.92	84.75
12.50	119.58	115.42	109.17	108.48	105.75	104.52	103.28	102.67	99.10	91.97	84.83
12.75	119.04	114.92	108.75	108.11	105.54	104.39	103.24	102.67	99.12	92.02	84.92
13.00	118.50	114.43	108.33	107.73	105.33	104.27	103.20	102.67	99.14	92.07	85.00
13.25	117.92	113.93	107.96	107.41	105.21	104.19	103.18	102.67	99.19	92.22	85.25
13.50	117.33	113.43	107.58	107.08	105.08	104.12	103.15	102.67	99.24	92.37	85.50
13.75	116.75	112.93	107.21	106.76	104.96	104.04	103.13	102.67	99.29	92.52	85.75
14.00	116.17	112.43	106.83	106.43	104.83	103.97	103.10	102.67	99.34	92.67	86.00
14.25	115.79	112.19	106.79	106.36	104.62	103.84	103.06	102.67	99.39	92.82	86.25
14.50	115.42	111.95	106.75	106.28	104.42	103.72	103.02	102.67	99.44	92.97	86.50
14.75	115.04	111.71	106.71	106.21	104.21	103.59	102.98	102.67	99.49	93.12	86.75
15.00	114.67	111.47	106.67	106.13	104.00	103.47	102.94	102.67	99.54	93.27	87.00
15.25	114.33	111.20	106.50	105.97	103.83	103.37	102.90	102.67	99.60	93.47	87.33
15.50	114.00	110.93	106.33	105.80	103.67	103.27	102.87	102.67	99.67	93.67	87.67
15.75	113.67	110.67	106.17	105.63	103.50	103.17	102.84	102.67	99.74	93.87	88.00
16.00	113.33	110.40	106.00	105.47	103.33	103.07	102.80	102.67	99.80	94.07	88.33

K_3 (Factor de Esfuerzos de Corte)											
αH	x/H										
	<i>0.000</i>	<i>0.100</i>	<i>0.200</i>	<i>0.300</i>	<i>0.400</i>	<i>0.500</i>	<i>0.600</i>	<i>0.700</i>	<i>0.800</i>	<i>0.900</i>	<i>1.000</i>
<i>1.0</i>	0.118	0.117	0.115	0.114	0.112	0.107	0.100	0.080	0.061	0.035	0.000
<i>2.0</i>	0.223	0.226	0.236	0.248	0.255	0.254	0.242	0.220	0.168	0.105	0.000
<i>3.0</i>	0.243	0.258	0.282	0.305	0.327	0.346	0.350	0.329	0.275	0.173	0.000
<i>4.0</i>	0.223	0.248	0.282	0.327	0.370	0.408	0.433	0.426	0.368	0.237	0.000
<i>5.0</i>	0.186	0.215	0.263	0.322	0.391	0.448	0.486	0.495	0.453	0.310	0.000
<i>6.0</i>	0.168	0.199	0.253	0.320	0.394	0.460	0.510	0.533	0.500	0.359	0.000
<i>7.0</i>	0.150	0.182	0.243	0.319	0.397	0.473	0.533	0.572	0.548	0.407	0.000
<i>8.0</i>	0.132	0.166	0.233	0.317	0.400	0.485	0.557	0.610	0.595	0.456	0.000
<i>9.0</i>	0.100	0.146	0.216	0.315	0.395	0.494	0.584	0.653	0.655	0.545	0.000
<i>10.0</i>	0.096	0.143	0.215	0.315	0.395	0.495	0.586	0.659	0.671	0.570	0.000
<i>11.0</i>	0.091	0.140	0.214	0.314	0.395	0.495	0.588	0.666	0.687	0.596	0.000
<i>12.0</i>	0.087	0.137	0.213	0.314	0.395	0.496	0.590	0.672	0.703	0.621	0.000
<i>13.0</i>	0.082	0.133	0.211	0.313	0.395	0.496	0.593	0.679	0.718	0.646	0.000
<i>14.0</i>	0.078	0.130	0.210	0.313	0.395	0.497	0.595	0.685	0.734	0.671	0.000
<i>15.0</i>	0.073	0.127	0.209	0.312	0.395	0.497	0.597	0.692	0.750	0.697	0.000
<i>16.0</i>	0.069	0.124	0.208	0.312	0.395	0.498	0.599	0.698	0.766	0.722	0.000

αH	K'_3	x/H
1.0	0.119	0.220
2.0	0.250	0.460
3.0	0.340	0.565
4.0	0.420	0.630
5.0	0.480	0.673
6.0	0.523	0.699
7.0	0.567	0.724
8.0	0.610	0.750
9.0	0.640	0.765
10.0	0.670	0.780
11.0	0.683	0.787
12.0	0.697	0.793
13.0	0.710	0.800
14.0	0.723	0.807
15.0	0.737	0.813
16.0	0.750	0.820

K_4 (Variación de la Deflexión)					
αH	μ				
	1.000	1.100	1.200	1.300	1.400
0.0	0.9846	0.9769	0.9862	0.9923	1.0000
1.0	0.7231	0.7354	0.7462	0.7562	0.7787
2.0	0.4076	0.4692	0.5385	0.5523	0.5831
3.0	0.2538	0.3262	0.3815	0.4277	0.4846
4.0	0.1615	0.2462	0.3025	0.3615	0.4031
5.0	0.1153	0.2015	0.2577	0.3231	0.3723
6.0	0.0846	0.1723	0.2413	0.3000	0.3577
7.0	0.0615	0.1539	0.2292	0.2846	0.3385
8.0	0.0538	0.1446	0.2154	0.2754	0.3262
9.0	0.0462	0.1369	0.2054	0.2646	0.3208
10.0	0.0438	0.1277	0.1985	0.2615	0.3162
11.0	0.0385	0.1231	0.1923	0.2585	0.3077
12.0	0.0338	0.1185	0.1877	0.2539	0.3077
13.0	0.0331	0.1092	0.1854	0.2523	0.3077
14.0	0.0308	0.1085	0.1846	0.2523	0.3077
15.0	0.0330	0.1077	0.1846	0.2515	0.3054
16.0	0.0330	0.1062	0.1831	0.2500	0.3023

ANEXO 4 MODELAMIENTO DE ESTRUCTURAS MEDIANTE EL PROGRAMA ETABS.

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en ingeniería se ha extendido ampliamente. Particularmente en ingeniería estructural, los programas de análisis cubren un campo de aplicaciones que van desde las estructuras de marcos, con arriostres o paredes de corte, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos en la base. Los pisos o coberturas laminares pueden ser modelados con elementos finitos apropiados. Asimismo, debido al desarrollo de aplicaciones con elementos finitos, con ciertos programas es posible modelar el suelo circundante a la cimentación en conjunto con las estructuras de la cimentación. En la actualidad se cuentan con programas de uso general para diversos tipos de estructuras: edificios, puentes, losas, estructuras analizables con estados planos de esfuerzo o deformación, etc.

Sin embargo, la demanda mayor sigue siendo la de edificios, y por esta razón también hay programas diseñados exclusivamente para su uso en estas estructuras. Estos programas, aparte de la evidente desventaja de su estrecho campo de aplicación, tienen las ventajas siguientes:

- Facilidad en el ingreso de datos, enfocado en trabajar con términos propios a los edificios, pues el modelamiento se hace a partir de pisos, vanos, ejes de columnas, paredes, en lugar de nudos y elementos genéricos.
- En forma consistente con los datos, los resultados son presentados en forma rápidamente entendible para el ingeniero, de acuerdo a cada elemento de la estructura.
- A nivel interno de programación, los métodos de solución de las ecuaciones involucradas se concentran en aquellas más apropiadas, según las características numéricas de un problema que viene a ser típico.

El programa ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems* o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos.

ETABS es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos especiales características para el análisis y diseño estructural de edificaciones. Los métodos numéricos usados en el programa, los procedimientos de diseño y los códigos internacionales de diseño le permitirán ser versátil y productivo, tanto si se está diseñando un pórtico bidimensional o realizando un análisis dinámico de un edificio de gran altura con aisladores en la base.

ETABS trabaja dentro de un sistema de datos integrados. El concepto básico es crear un modelo consistente del sistema de piso y sistemas de marcos vertical y lateral para analizar y diseñar toda la edificación. Todo lo que se necesita es integrar el modelo dentro de un sistema versátil de análisis y diseño con una interfase. No existen módulos externos para mantenimiento y no se requiere atención en la transferencia de datos entre módulos. Los efectos sobre una parte de la estructura debido a cambios efectuados en otra parte son instantáneos y automáticos.

Los métodos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir, sistemas de vigas de acero, pórticos resistentes, complejos sistemas de paredes de cortante, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, pisos de mezanine, sistemas de tijerales, edificaciones múltiples y sistemas de diafragma escalonado.

Los métodos numéricos usados para analizar la edificación permiten modelar sistemas de piso de tableros de acero y losa de concreto que puedan automáticamente transmitir sus cargas a las vigas principales. El enmallado de elementos finitos elaborados automáticamente de un complejo sistema de piso con interpolación de desplazamientos en transiciones de diferentes características de mallas, asociado con el análisis de vectores Ritz para el análisis dinámico, permite la inclusión de los efectos de flexibilidad del diafragma en el análisis de una manera práctica.

Los problemas especiales asociados con la construcción de estructuras típicas han sido asociados con técnicas numéricas personalizadas que permiten incluir fácilmente sus

efectos en el análisis. Los problemas especiales incluidos, entre otros, son: Cálculo del centro de rigidez, efectos locales y globales P-Delta, inclusión de paneles aislados en zonas deformable, efecto de nudos rígidos en los extremos y desplazamiento de extremos de elementos con relación a los puntos cardinales de una sección.

Los más avanzados métodos numéricos incluyen sofisticadas opciones para modelar amortiguamientos no lineales, análisis pushover, aislamiento en base, construcción con carga secuencial, impacto y levantamiento estructural.


Además el programa cuenta con una gran variedad de opciones de exportación, permite transferir información desde la base de datos del ETABS para uso con otros paquetes de programas. Algunos usos de estas opciones de exportación, entre otros, son estructuraciones en planta y elevación usando Auto CAD, cimentación y análisis de losas usando SAFE.

Proceso de modelaje de la vivienda en análisis por medio del ETABS.

A continuación se describe de forma general los pasos a seguir para el modelaje de la vivienda que se está analizando

1. Iniciando un nuevo modelo.

En este paso, se fijan las direcciones y alturas de los pisos. Luego, se define una lista de secciones que se ajusten a los parámetros solicitados para el diseño.

- Si las unidades mostradas en la caja de diálogo en la esquina inferior derecha de la ventana de ETABS no están en Kgf-m, seleccionar de esta caja de diálogo para fijar las unidades a Kgf-m.
- Hacer clic en el comando **File Menu > New Model**  o en el botón New Model.
- Se presentará el formulario mostrado en la figura A4.1.

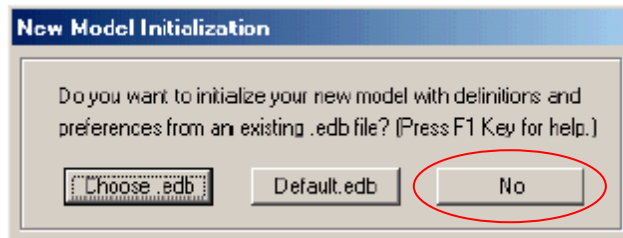


Figura A4.1

El Formulario New Model Initialization.

- Seleccionar el botón **No** en el cuadro anterior y aparecerá el cuadro mostrado en la figura A4.2 El Formulario **Building Plan System and Story Data** es usado para especificar el espaciamiento de las líneas de la grilla horizontal, los datos de los niveles y en algunos casos, modelos de plantillas. Los modelos de plantillas proporcionan una rápida y fácil forma de iniciar su modelo automáticamente, estos modelos agregan objetos estructurales con propiedades apropiadas a su modelo. Se recomienda que usted inicie sus modelos usando plantillas cada vez que sea posible.

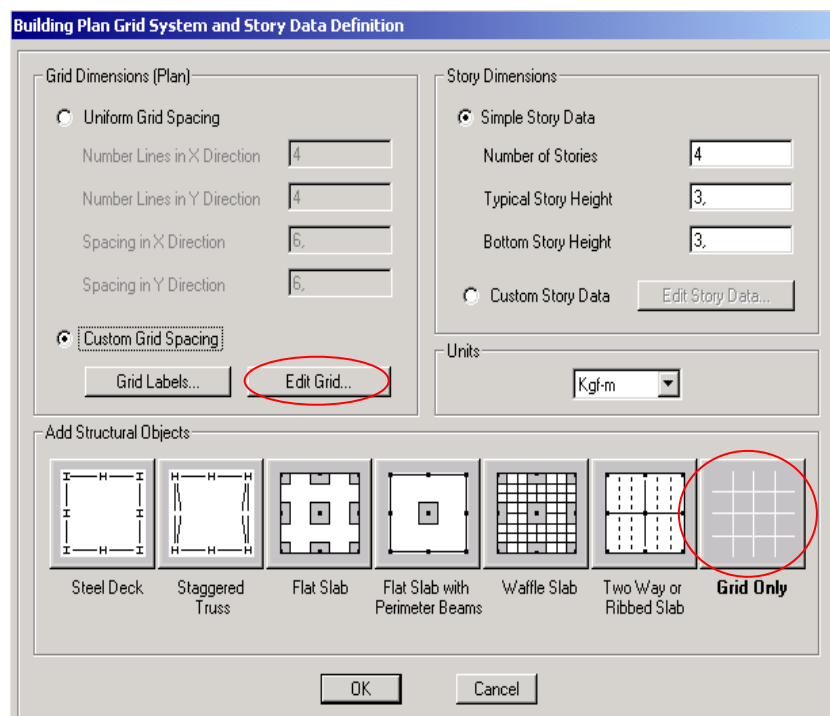


Figura A4-2

Formulario Building Plan Grid System and Story Data Definition.

- Sin embargo, en nuestro caso por ser las viviendas estructuras muy irregulares definiremos las grillas seleccionando la opción **Custom Grid Spacing** y luego el botón **Edit Grid**. Al seleccionar el botón **Edit Grid**, se nos presenta la pantalla que se muestra en la figura A4.3, en la cual definimos la grilla según los ejes de la vivienda que se muestran en planos y sus respectivos niveles.

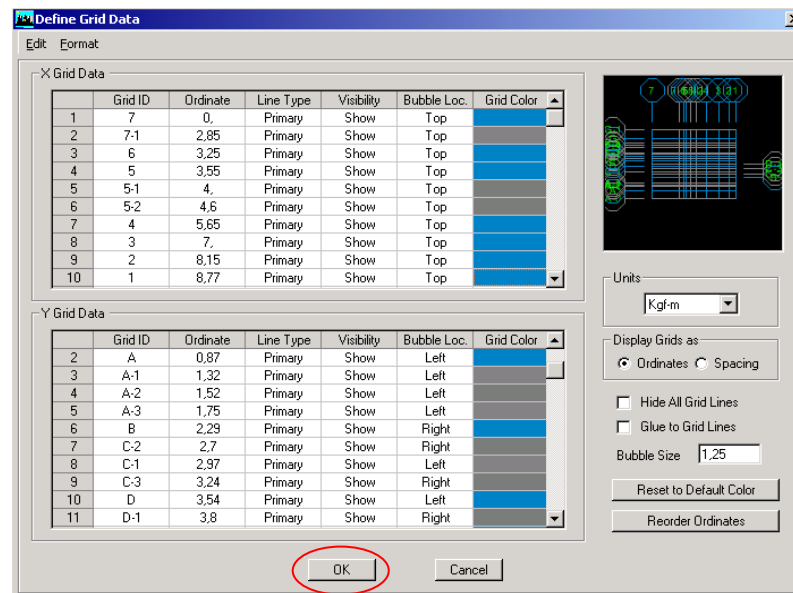


Figura A4.3

Formulario Define Grid Data.

- A continuación seleccionamos el botón OK y regresamos a la pantalla **Building Plan Grid System and Story Data Definition** (Figura A4.2), y seleccionamos el botón **Grid Only**, y obtenemos como resultado la pantalla de la figura A4.4.

2. Introducción de las propiedades de los materiales.

Como siguiente paso se definirán propiedades de los materiales a utilizar, para ello, se deben tomar en cuenta los lineamientos descritos a continuación.

- Se selecciona en el menú principal **Define** el submenú **material properties**, desplegándose la pantalla que se muestra en la figura A4.5.

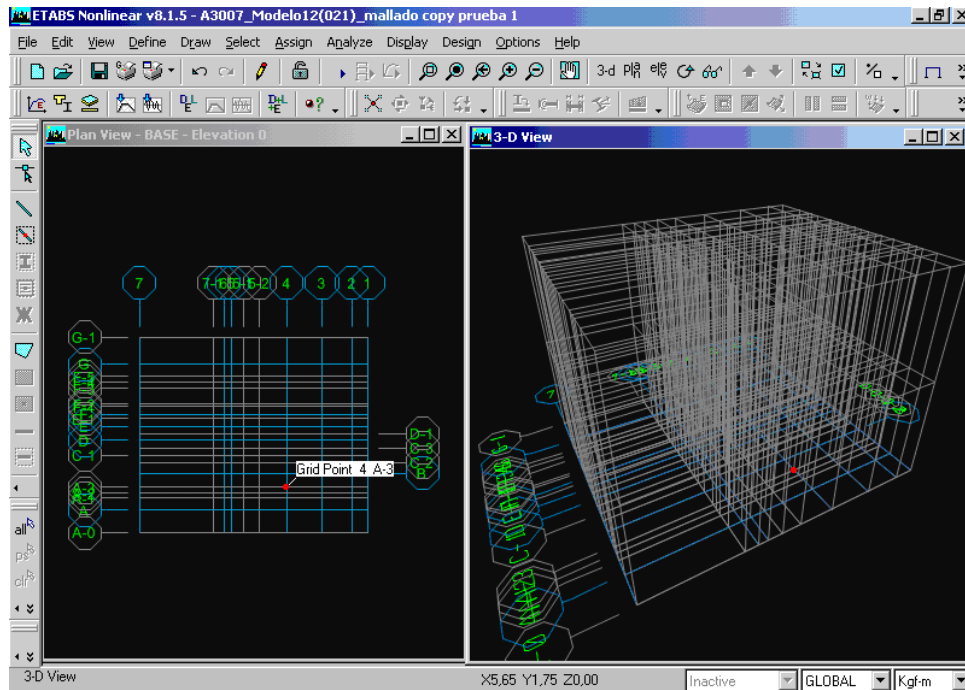


Figura A4.4

Líneas de Grilla (Grid Lines).

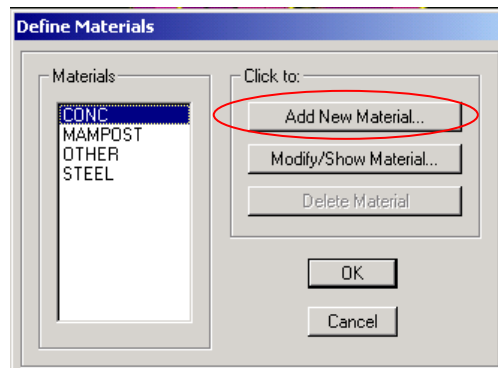


Figura A4.5

Submenu Define Materials.

- Posteriormente se oprime el botón **Add New Material**, y tal como se muestra en la figura A4.6 se van definiendo las características y nombres con los cuales se identificarán a los diferentes materiales a emplear en el modelo, tales como el concreto, mampostería, acero y otros (En esta pantalla se ejemplifica como introducir las características y nombre con el cual se identificara el concreto).

Section	Property	Value
Material Name	Material Name	CONC
	Display Color	Color
Type of Material	Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
	Type of Design	Design: Concrete
Analysis Property Data	Mass per unit Volume	244.8
	Weight per unit Volume	2400.
	Modulus of Elasticity	2.531E+09
	Poisson's Ratio	0.2
	Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
	Shear Modulus	1.055E+09
Design Property Data	Specified Conc Comp Strength, f'c	2100000
	Bending Reinf. Yield Stress, fy	28000000
	Shear Reinf. Yield Stress, fys	28000000
	Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>
Shear Strength Reduc. Factor		

Figura A4.6

Material Property Data.

- Luego se selecciona **OK** y volvemos a la pantalla mostrada en la figura A4.5, para definir el siguiente material y así sucesivamente hasta definir todos los materiales a emplear.
- Cuando ya se tienen definidos todos los materiales procedemos a definir los componentes de la vivienda, tales como paredes, vigas, soleras, losas, estructura de techo, etc.

3. Definición de las secciones de los elementos estructurales.

Para definir cada elemento se debe seguir el siguiente proceso.

- Hacer click en el comando **Define** del menú principal, a continuación en **frame sections** (estas secciones corresponderían en este caso a las vigas, viguetas, polines y soleras), aparecerá el formato **Define Frame Properties**, mostrado en la figura A4.7.

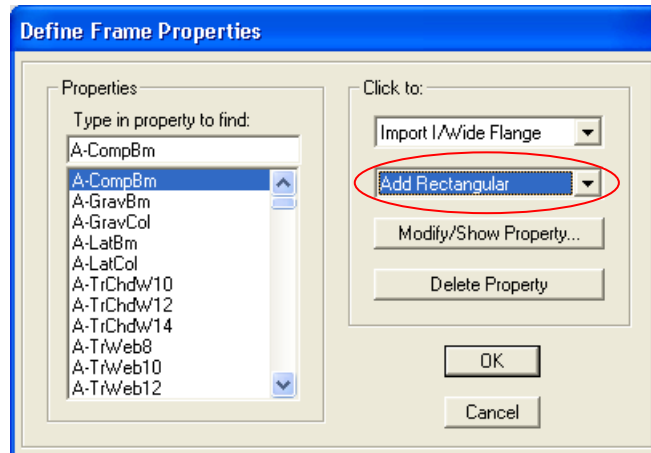


Figura A4.7

Define frame properties.

- Buscamos en la casilla señalada con la opción **Add Rectangular** y dar un click, desplegándose el formato **Rectangular Sections**, mostrado en la figura A4.8 (como ejemplo para definir una viga), a continuación introducimos sus características y finalmente seleccionamos OK.

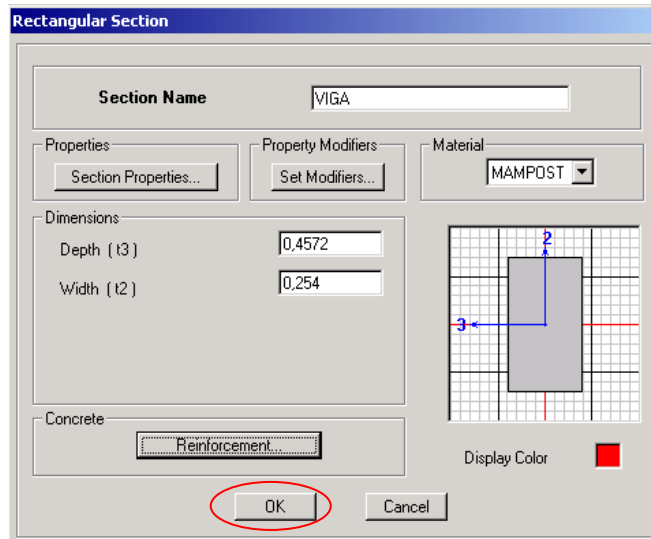


Figura A4.8

Rectangular Section.

- Para definir elementos de área, tales como losas, paredes y cubiertas de techo, se ingresa **Define** del menú principal, a continuación en **Wall, Slab, Deck Sections** y

aparecerá el formato **Define Wall/Slab/Deck/Sections**, mostrado en la figura A4.9.

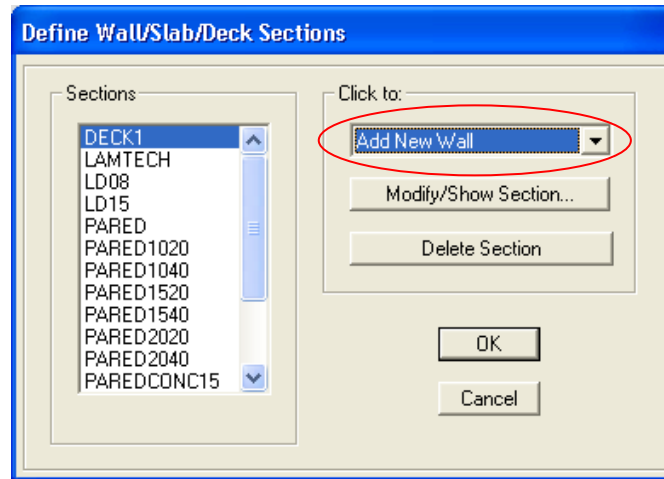


Figura A4.9

Define wall/ Slab/ Deck Sections.

- Buscar en la casilla señalada de la figura A4.9 la opción **Add New Wall** y dar un click, desplegándose así el formato **Wall/Slab Sections**, mostrado en la figura A4.10 (como ejemplo para definir una pared), a continuación se introducen sus características y finalmente se selecciona OK.
- Es de hacer notar que para definir el espesor de la pared, se trabajará con un espesor equivalente de bloques de concreto con celdas llenas a cada 0.60 cm (ver tabla 3.2, página 110).
- Para definir una losa, se selecciona en la casilla señalada de la figura A4.11, la opción **Add New Slab** y dar un click desplegándose así el formato **wall/Slab Section**, mostrado en la figura A4.10. A continuación se introducen sus características y se selecciona OK, tomando en cuenta que para nuestro caso particular conformaremos la losa aligerada por viguetas (**frame sections**) más un topping de nivelación.

The dialog box is titled "Wall/Slab Section". It contains the following fields and options:

- Section Name:** PARED1540
- Material:** MAMPOST (dropdown menu)
- Thickness:**
 - Membrane: 0,1143
 - Bending: 0,1143
- Type:**
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Load Distribution:**
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (blue square), OK (circled in red), Cancel

Figura A4.10

Wall/Slab Sections.

The dialog box is titled "Wall/Slab Section". It contains the following fields and options:

- Section Name:** TOPOE
- Material:** CONC (dropdown menu)
- Thickness:**
 - Membrane: 0,05
 - Bending: 0,05
- Type:**
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Load Distribution:**
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (orange square), OK (circled in red), Cancel


Figura A4.11

Deck Section.

4. Introducción de casos de carga.

Cuando ya se tienen definidos los materiales y elementos estructurales procedemos a definir los casos de cargas estáticas.

Las cargas estáticas usadas en este ejemplo consisten en la carga muerta, viva y por sismo.

- Hacer un click en el menú **Define**, a continuación en **Static Load Cases** o click en el botón  (**Define Static Load Cases**, que se encuentra ubicado en la barra de tareas) para que aparezca el formulario **Define Static Load Cases** como se muestra en la figura A4.12 Obsérvese que por defecto hay dos casos de cargas definidos. Estas son **Dead**, cuando es un caso de carga muerta, y **Live**, cuando es un caso de carga viva.

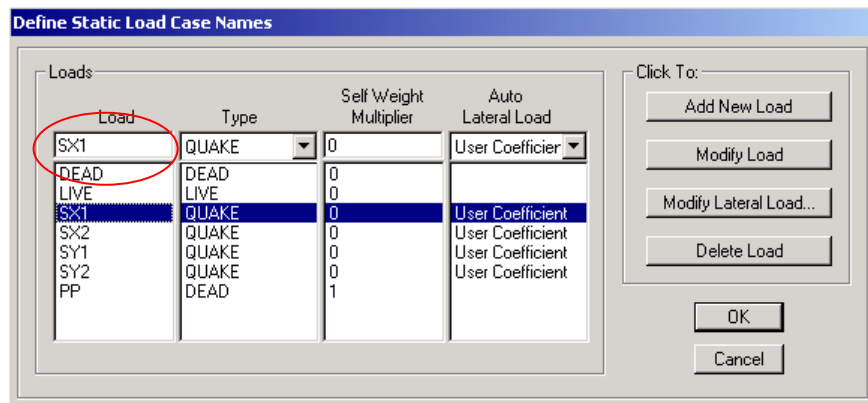


Figura A4.12

Define Static Load Cases.

- En la figura A4.12, se observa los tipos de carga definidos, estos valores se introducen colocándose con el cursor en la casilla **Load** y se le asigna el nombre con el que identificará a dicha carga, a continuación en la casilla **Type**, se selecciona el tipo de carga a definir (sismo, muerta, viva, etc.) y se coloca el valor de cero en la casilla **Self Weight Multiplier**, a excepción de la carga muerta indicada como (PP) en la cual el factor de multiplicidad de peso propio esta definido como 1. Esto indica que este caso de carga incluirá automáticamente 1.0 veces el peso propio de todos los elementos.

- Se debe verificar que en los otros casos de carga el factor de multiplicidad del peso propio se encuentra en cero. El peso propio deberá ser incluido en solo un caso de carga; de otro modo, podrá ser considerado dos veces en el análisis.
- Finalmente en la casilla **Auto Lateral Load** (ver figura A4.12), se selecciona **User Coefficient**, para los tipos de cargas sísmicas, ya establecidos estos datos damos click en el botón **modify lateral load** y definimos sus características tal como se muestra en las figuras A4.13, A4.14, A4.15 y A4.16 para cada caso.

User Defined Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

% Eccen (all Diaphragms)

Override Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Figura A4.13

Caso de carga por sismo SX₁ en la dirección X+excentricidad en Y

User Defined Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

% Eccen (all Diaphragms)

Override Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Figura A4.14


Caso de carga por sismo SX₂ en la dirección X - excentricidad en Y

Figura A4.15

Caso de carga por sismo SY1, en la dirección Y+excentricidad en X

Figura A4.16

Caso de carga por sismo SY2, en la dirección Y- excentricidad en X

- El proceso de definición de los elementos concluye determinando las combinaciones de carga a utilizar, para ello, se selecciona en el menú principal **Define**, la opción **Load Combinations**, o dando click en el botón  de la barra de tareas, para que aparezca el formulario **Define load combinations** (ver figura A4.17).

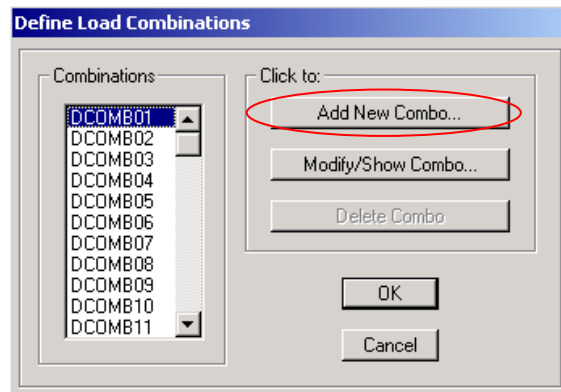


Figura A4.17

Define Load Combinations.

- En la figura 6.26, se observa una serie de combos ya definidos, dichos combos se generaron dando click en la casilla **Add New Combo** a continuación se despliega el formulario **Load Combinations Data** (ver figura A4.18), y se van introduciendo cada una de las combinaciones de cargas posibles e identificándolas con su respectivo nombre.

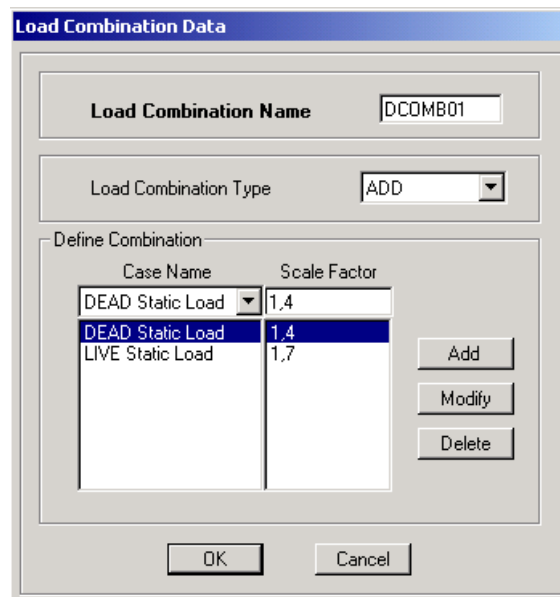


Figura A4.18

Load Combinations Data.

Para nuestro caso se definieron las combinaciones de carga, tanto para el análisis como para el diseño, para este último caso se consideran valores amplificados acorde a los lineamientos dados en el reglamento ACI 318-02.


5. Trazado de los elementos estructurales.

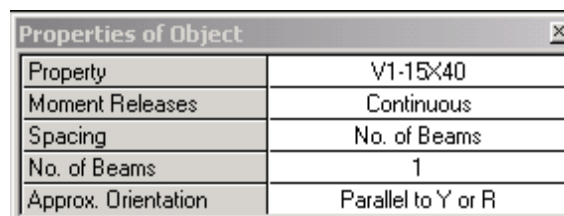
El siguiente paso en la elaboración del modelo es dibujar cada uno de los elementos que constituyen la vivienda, para lo cual se emplea el proceso que se describe a continuación.

a) Trazado de elementos de marco (Frame sections).

Se mostrará el ejemplo para el elemento viga (es de hacer notar, que este procedimiento es valido para las demás secciones, tales como, viguetas, soleras y polines).

Como primer punto se debe verificar que la vista en planta esta activa, ahora dibujar las vigas, usando los siguientes items:

- Hacer click en el botón  **Create Secondary Beams in Region**, o en el comando **Draw menu > Draw Lines Objects > Create Secondary Beams in Region**, y se desplegará la caja **Properties of Object**, y luego dar click en la opción **Property** y seleccionar el elemento previamente definido que se desea dibujar, según lo mostrado en la figura A4.19.




Properties of Object	
Property	V1-15X40
Moment Releases	Continuous
Spacing	No. of Beams
No. of Beams	1
Approx. Orientation	Parallel to Y or R

Figura A4.19


Caja Properties of Object.

- Se debe verificar que el item Approx. Orientation en la caja Properties of Object esta en paralelo a Y o R.

- Verificar el tipo de apoyo que se defina para el elemento el cual puede ser empotrado o simplemente apoyado (continuos o pinned), según sea el caso en el ítem **Moment Releases**.
- Hacer click una vez en el punto donde se desea que inicie la viga y a continuación nuevamente un click en el punto en el cual finaliza la viga y de esta manera queda dibujado el elemento.
- Hacer click en el botón **Select Object**  para cambiar del modo dibujo al modo selección.

b) Trazado de los objetos del área (Losas).

Asegúrese que la vista en planta este activa. Para el trazado de un objeto de área, como losas densas o topping de nivelación usando los siguientes ítems.

- Hacer click en el botón **Draw Areas**  o seleccionar el comando **Draw menu > Draw Area Objects > Draw Areas**. Aparecerá el cuadro de **Properties of Object** para áreas que aparece en la figura A4.20.

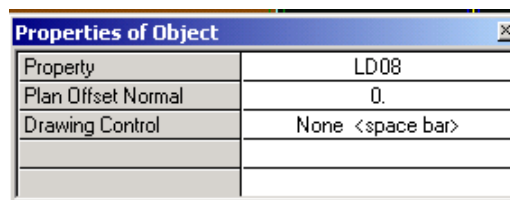




Figura A4.20

Caja Properties of Object.

- Comprobar que el comando **Snap to Grid Intersections and Points** este activo. Este comando puede asistir con exactitud al dibujar el área de un objeto. Este comando se activa cuando el botón asociado  es presionado.
- Alternativamente, usar el comando **Draw menu > Snap To Grid Intersections and Points** para asegurarse que este comando este activo. Este comando se activa por defecto.

- Si existen errores mientras dibujaba el objeto, haga click en el botón **Select Object**,  para cambiar el programa del modo dibujo al modo selección. Luego hacer click en el comando **Edit menu > Undo Area Object Add**. Repita los pasos anteriormente descritos.
- Para una mejor vista de la adición de la losa, hacer click en el botón **Set Building View Options**. Cuando este formulario aparezca, verificar que el recuadro de **Object Fill** y **Apply to All Windows** estén activados, como se muestra en la Figura A4.21.

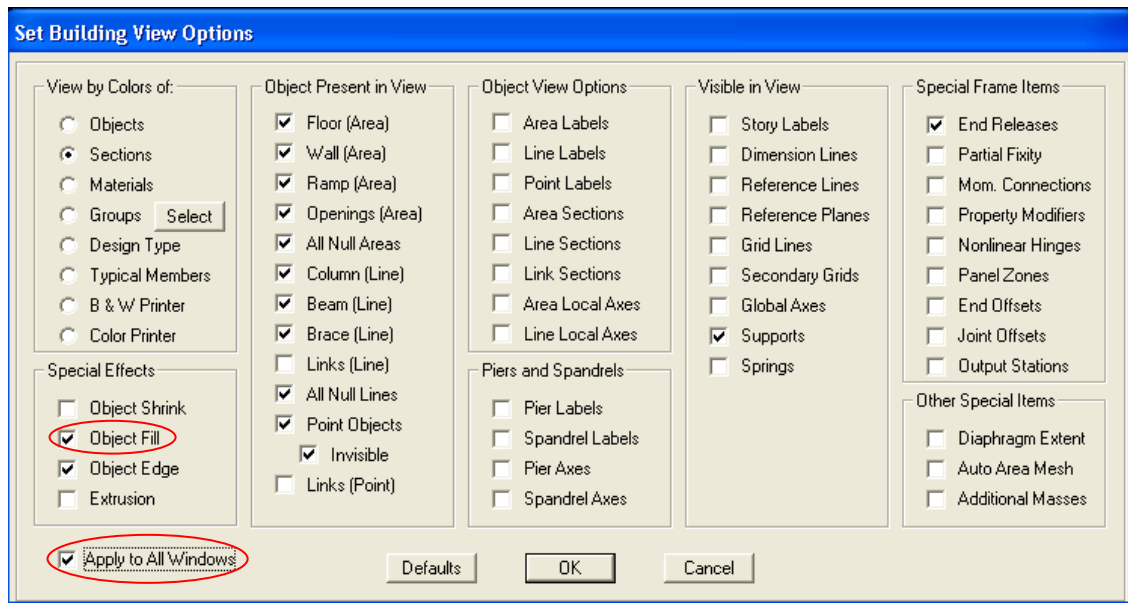



Figura A4.21

Formulario de Set Building View Options.

- Luego se presiona **OK** y se observará en planta las losas adheridas, (ver figura A4.22).

c) Trazado de los objetos del área (Paredes).

- Activar la vista 3D. La vista esta activa cuando su barra de titulo esta resaltada.
- Hacer click en el botón **Elevation View**  y seleccionar el eje en el cual se requiera agregar el elemento (para este ejemplo se definirán paredes) desde el

- formulario **Set Elevation View**; luego hacer click en el botón **OK**. La vista 3D cambia a la vista de elevación del eje seleccionado.

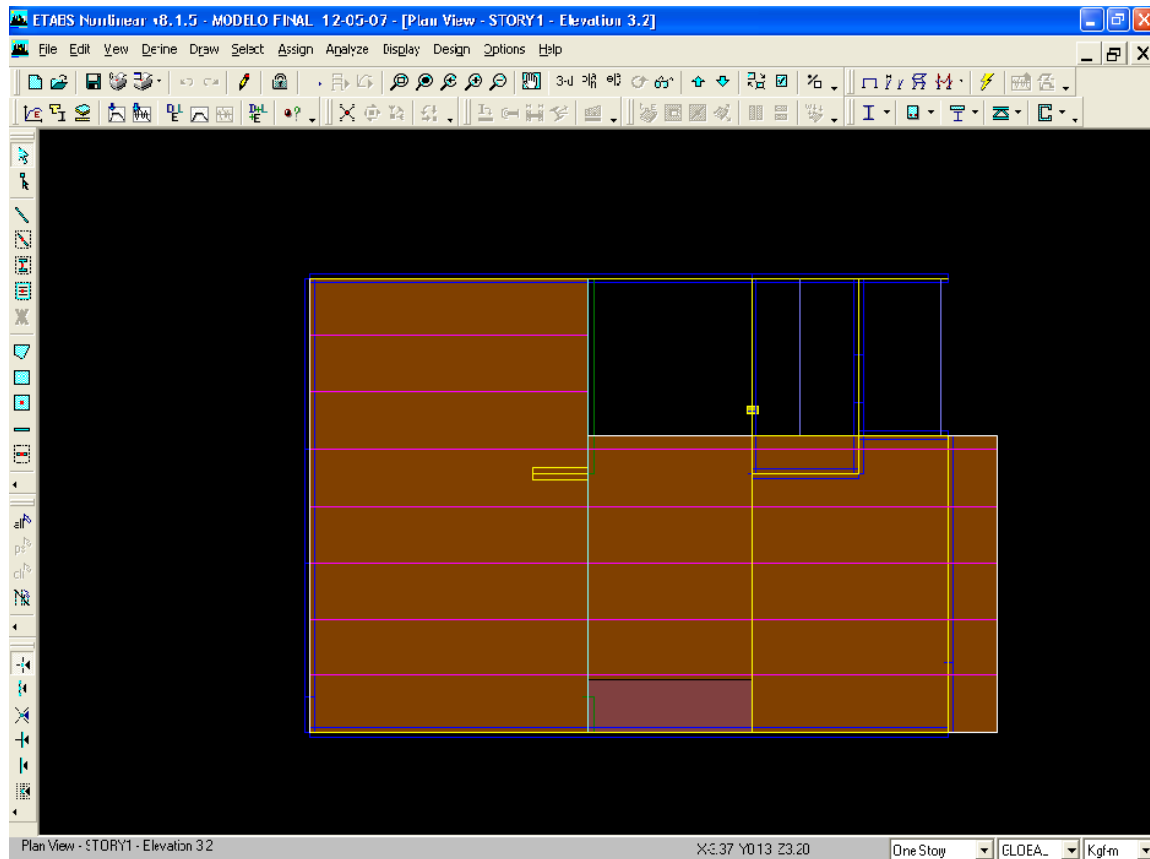



Figura A4.22

Vista en planta del entrepiso del nivel 1.

- Hacer click en el botón **Create Areas at Click**,  o en el comando **Draw menu > Draw Area Objects > Create Areas at Click**. Aparecerá el cuadro **Properties of Object** para objetos de área. Hacer click en la caja de edición **Property** y seleccionar la pared a dibujar (tal y como fue definida en un inicio, pared 15x40, pared 10x40) del cuadro resultante.
- Hacer un click en cada uno de los vanos (los vanos han sido previamente definidos por grillas y planos de referencia en los espacios donde va ubicada una pared)

mostrados en esta vista de elevación para agregar los elementos de área simulados (ver figura A4.23).

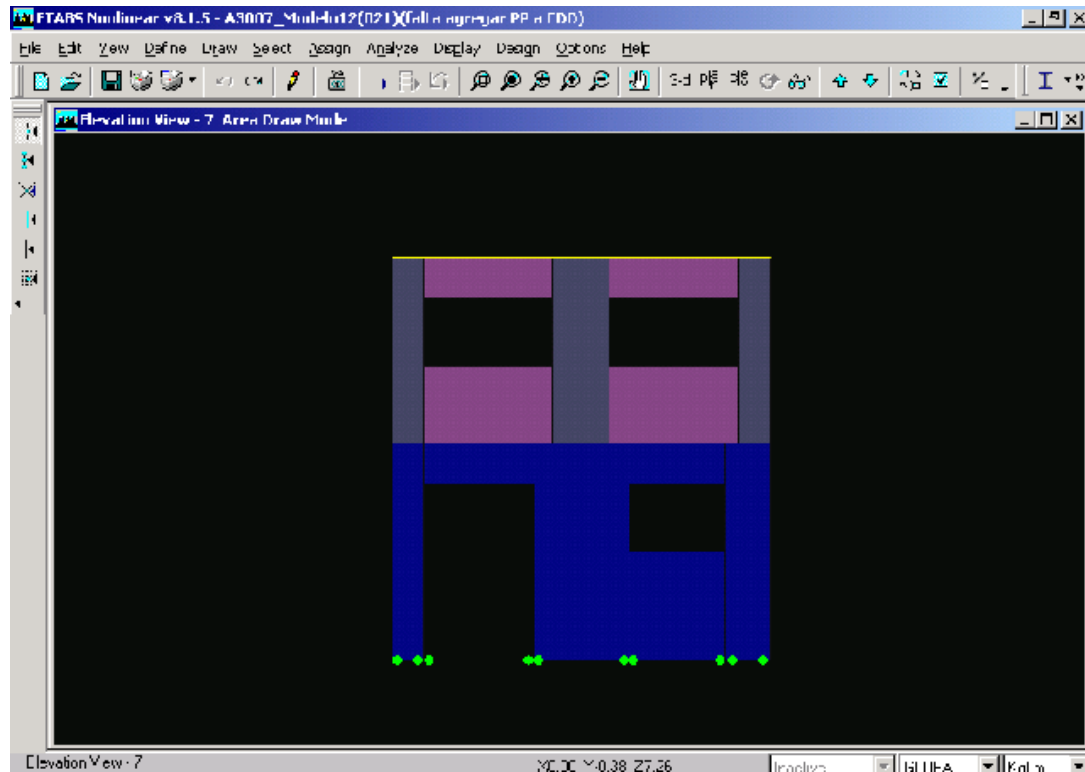


Figura A4.23

Vista en elevación de las paredes ya dibujadas.

6. Definición de los apoyos de la estructura.

Para definir los apoyos de la estructura se debe tener modelado todos los elementos que estarán apoyados en la cimentación, para el caso en particular se modeló la solera de fundación para lograr una mayor distribución de los apoyos y así lograr una distribución más realista de los esfuerzos. Para ello, se realizó el siguiente proceso.

- Se selecciona la opción **Assign** del menú principal luego **Joint/point** y a continuación **Restraints (Supports)** desplegándose el cuadro **Assign Restraints**.
- Se selecciona las restricciones que se van a asignar a nuestros apoyos tal y como se muestra en la figura A4.24.



Figura A4.24

Asign restraints.

El artificio utilizado en el modelo para generar una distribución de apoyos más uniforme, fue subdividir la solera de fundación en tramos de 0.50 m cada uno. Para subdividir la solera seleccionamos el tramo de solera a dividir y en el menú principal damos click en **Edit** y a continuación **Divine Lines**. A continuación aparece el cuadro de dialogo **Divide Selected Lines** (ver figura A4.25) y digite el numero de subdivisiones luego presione **OK** y automáticamente aparecen los apoyos dibujados.

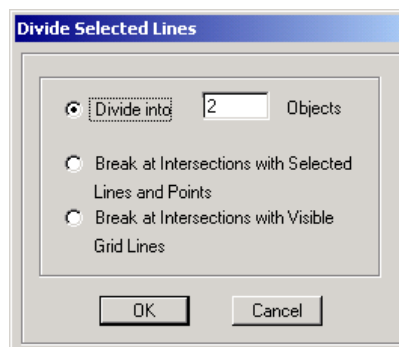


Figura A4.25

Divide selected lines.

- Para asignarle las propiedades elásticas al suelo, se seleccionan todas las soleras y en el menú **Assign** se introduce en el submenú **Frame/Line**, desplegándose el cuadro de dialogo **Assing Spring**, que se muestra en la figura A4.26. Se deberá introducir los valores que se observan en la figura.

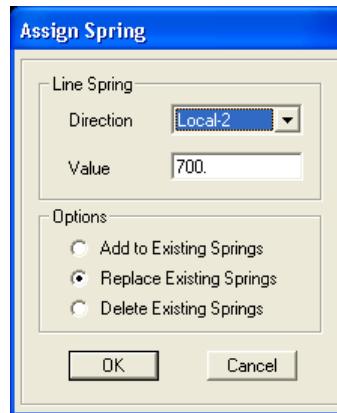



Figura A4.26

Formulario Assign Spring.

- Para observar los apoyos dar click en el botón  y en el cuadro Select Plan Level, seleccionar la base del edificio desplegándose la pantalla que se muestra en la figura A4.27.

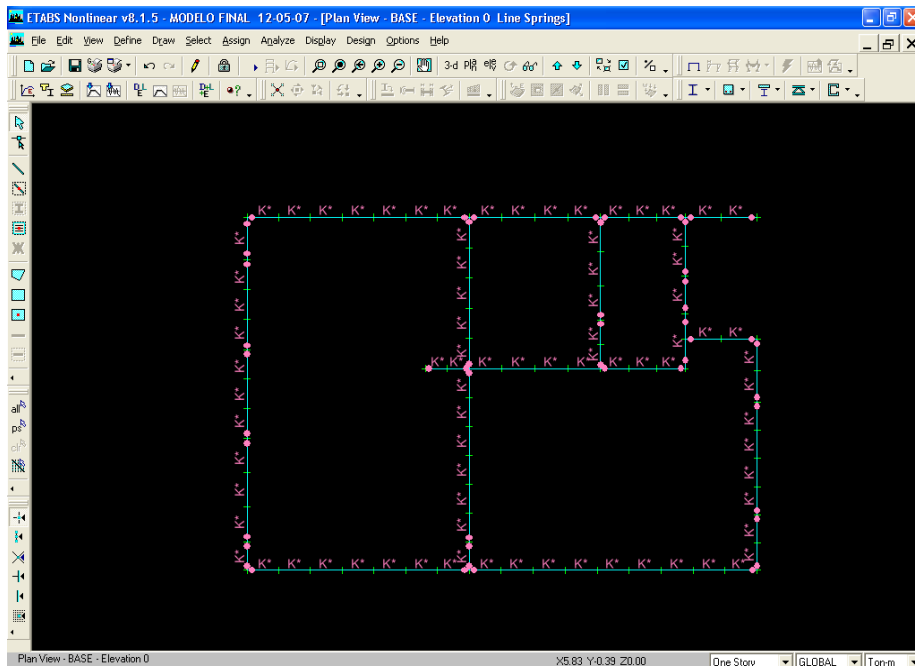



Figura A4.27

Vista de los apoyos en planta.

- Finalmente tenemos dibujado el modelo (ver figura A4.28), se selecciona la opción 3D  para visualizar el modelo ya terminado.

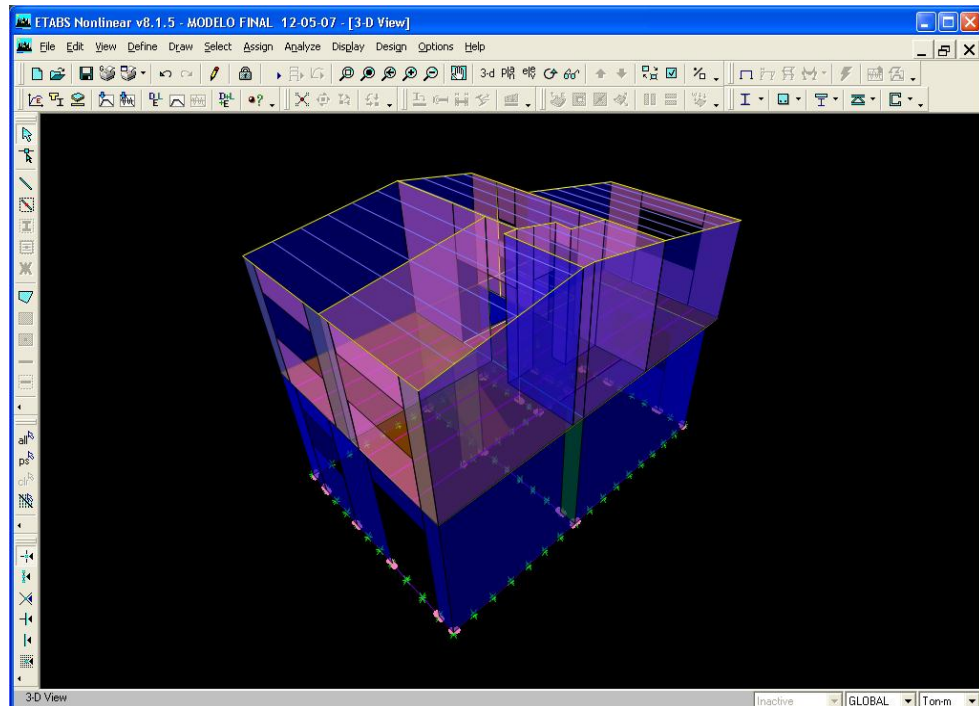


Figura A4.28


Vista 3D del modelo terminado.


7. Asignación de sobrecargas en los diafragmas.

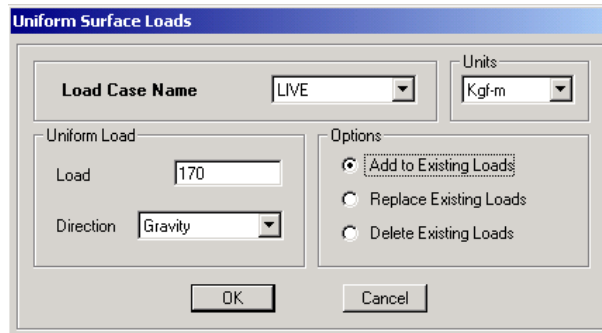
El último paso para proceder a correr el modelo es aplicar las sobrecargas a cada uno de los elementos, según las cargas establecidas.

a) Asignar cargas de gravedad.

En este paso, las cargas de gravedad muerta y viva impuesta a los diafragmas (Rígido y flexible) serán aplicadas en este modelo de la siguiente manera.

- Hacer click en cualquier lugar de la losa (pero no sobre una viga) para seleccionarla. Una línea discontinua aparecerá alrededor del perímetro de la losa. Esta línea discontinua indica que la losa ha sido seleccionada. Si se cometen errores al seleccionarla, presione el botón **Clear Selection** , e intente de nuevo.

- Hacer click en el comando **Assign > Shell/Area Loads > Uniform** o click en el botón **Assign Uniform Load** . Aparecerá el formulario **Uniform Surface Loads**. Seleccionar DEAD o LIVE (dependiendo del tipo de carga a asignar) del cuadro **Load Case Name**, como se muestra en la figuras A4.29 y A4.30 Hacer click en el botón **OK** del formulario **Uniform Surface Load** para aceptar la carga viva o muerta.

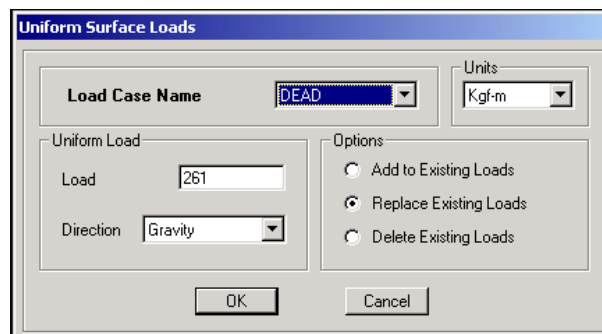


The dialog box titled "Uniform Surface Loads" contains the following fields and options:

- Load Case Name:** LIVE
- Units:** Kgf-m
- Uniform Load:**
 - Load:** 170
 - Direction:** Gravity
- Options:**
 - Add to Existing Loads
 - Replace Existing Loads
 - Delete Existing Loads
- Buttons:** OK, Cancel

Figura A4.29

uniform surface loads (cargas vivas).




The dialog box titled "Uniform Surface Loads" contains the following fields and options:

- Load Case Name:** DEAD
- Units:** Kgf-m
- Uniform Load:**
 - Load:** 261
 - Direction:** Gravity
- Options:**
 - Add to Existing Loads
 - Replace Existing Loads
 - Delete Existing Loads
- Buttons:** OK, Cancel

Figura A4.30

uniform surface loads (cargas muertas).

- A continuación se despliegan las cargas impuestas (ver figura A4.31).
- Verificar que el comando **Snap to Grid Intersections and Points** no este activado. Esto hará más fácil seleccionar los polines. Este comando esta activo cuando su botón  asociado esta presionado. Por lo tanto, asegúrese que el botón no este presionado. Se puede accionarlo rápidamente usando el comando **Draw menu > Snap To > Grid Intersections and Points**.

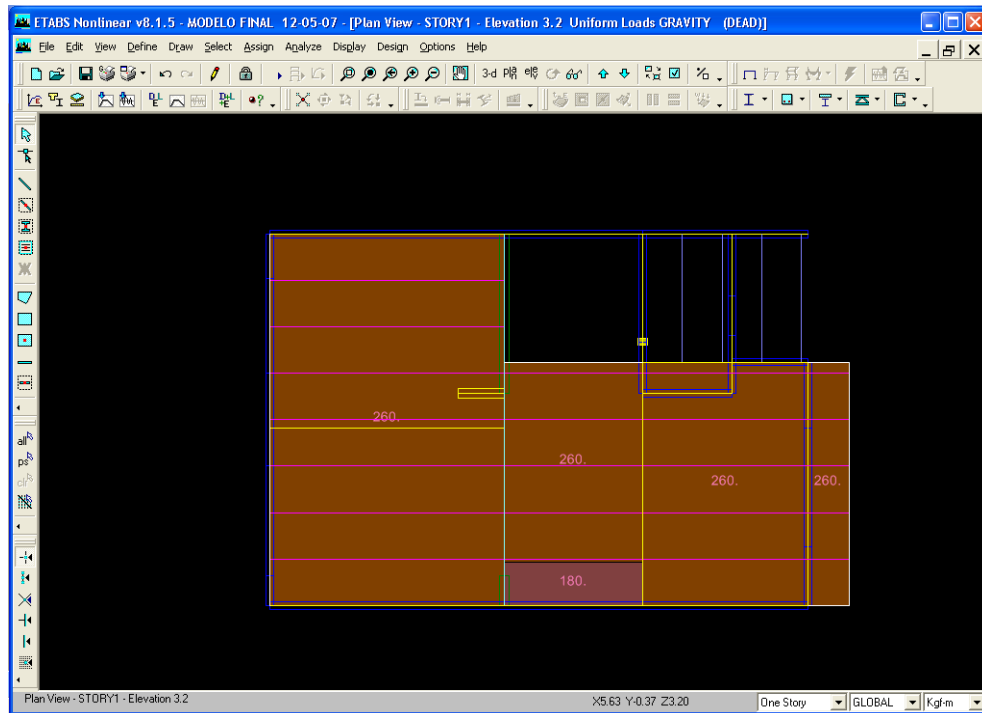



Figura A4.31

Losas con sus cargas aplicadas.


- Hacer click en el comando **Assign > Frame/Line Loads > Distributed**. Se presentara el formulario **Frame Distributed Loads** mostrado en la figura A4.32. Seleccionar **Live** o **Dead** de la caja **Load Case Name**. Verificar las unidades en **units** (kgf-m) luego digitar la carga a asignar y dar clic en **OK**.

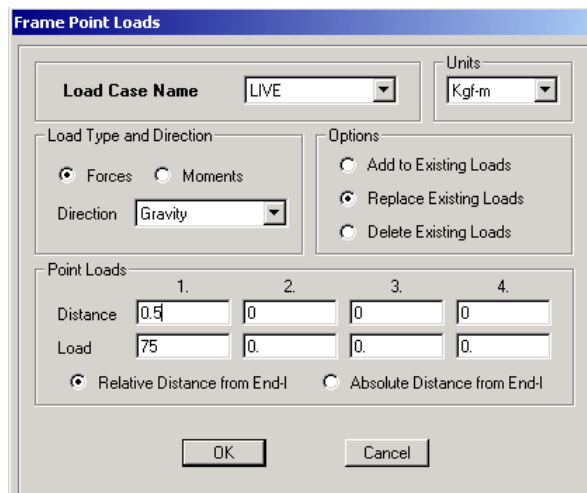
Figura A4.32

Frame distributed loads.

- Observe que el formulario **Frame Distributed Loads** también tiene una caja de texto **Delete Existing Loads**. Para borrar una Carga asignada, seleccionar la(s) polin(es) y usar el comando **Assign > Frame/Line Loads > Distributed** o en el botón **Assign Frame** comando **Assign > Frame/Line Loads > Distributed** o en el botón **Assign Frame Distributed Load**,  para acceder a este formulario. En la caja **Load Case Name**, ubicar la carga que será removida, verificar en la caja **Delete Existing Loads** y hacer click en el botón **OK**.

En el proceso de asignación de una carga puntual, como es el caso de las cargas de instalación en los polines de 75 kg ubicada a la mitad de la longitud del polín, debemos:


- Hacer click en el comando **Assign > Frame/Line Loads > Point** o en el botón **Assig Frame point Loads** . Se presentara el formulario **Frame point Loads** mostrado en la figura A4.33. Seleccionar **Live** o **Dead** de la caja **Load Case Name**. Verificar las unidades en **Units** (kgf-m). Luego digitar la carga a asignar y dar clic en **OK**.



Point Loads		1.	2.	3.	4.
Distance		0.5	0	0	0
Load		75	0	0	0

Figura A4.33

Frame point loads.

- Finalmente se puede observar las cargas aplicadas en los polines colocando el modelo en la opción de 3D (ver figura A4.34).
- Con toda esta información, se procede a correr el modelo, dando click en el botón de la flecha continua al candado  y se despliega el cuadro de dialogo Run Options y seleccionamos RUN, tal como se muestra en la figura A4.35.

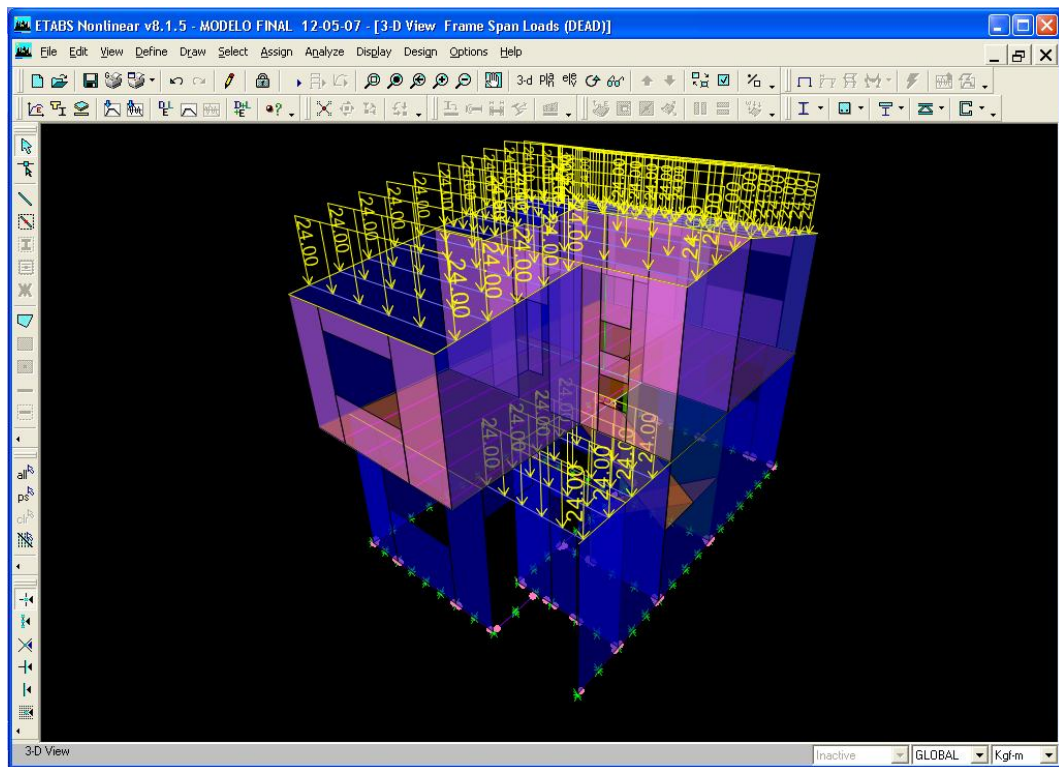


Figura A4.34

Cargas aplicadas en los polines.

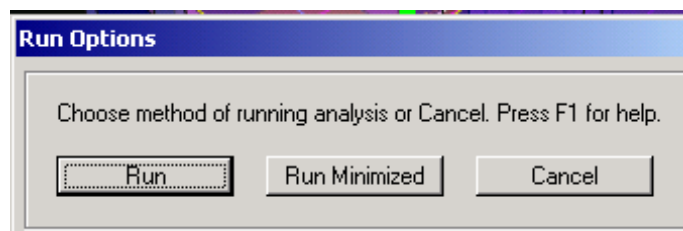


Figura A4.35

Cuadro de diálogo para correr el modelo.

ANEXO 5

DETALLES ESTRUCTURALES
(Ver planos en el siguiente vínculo)

[PLANOS.dwg](#)

ANEXO 6

RESULTADOS DEL MODELADO DE LA VIVIENDA POR MEDIO DEL SOFTWARE STRUCTURE CAD.

El análisis para evaluar el comportamiento estructural de cada uno de los elementos componentes de la estructura, se realizó mediante el programa de análisis **STRUCTURE CAD Suite** en su versión 4.3.2 (Structural Analysis and Design Software), el cual permite desarrollar el modelo matemático tridimensional de una manera minuciosa con Malla de Elementos Finitos; y apegado al comportamiento que dicha estructura experimentará para las cargas de servicio: gravitacionales y/o accidentales (viento o sismo); y además obtener las fuerzas y esfuerzos en cada uno de los elementos estructurales; y así garantizar la integridad del sistema y la seguridad de los usuarios.

Se realizó el modelado de la estructura a ser analizada en el programa antes mencionado; considerando todas las condiciones de carga (Permanentes y Masas para análisis Sísmico) existentes y asignando las propiedades a cada uno de los elementos de acuerdo a los materiales a ser utilizados en el proceso constructivo, para determinar su comportamiento estructural y verificar los esfuerzos de trabajo a los que estarán sometidos al ser excitados sísmicamente, tratado de no sobrepasar la resistencia de cada uno de los materiales.

Los elementos utilizados en el modelado son elementos de marco que simulan las características de los elementos de unión de las paredes, y paneles a través de elementos finitos, para simular las propiedades de las paredes de bloque, considerando su espesor sólido equivalente; con lo cual se logra la simulación tanto de la rigidez total del sistema y la del peso total.

Una de las particularidades del programa utilizado para el análisis, es la simulación de la compresibilidad del suelo (apoyo elástico); que permite determinar el ancho de la

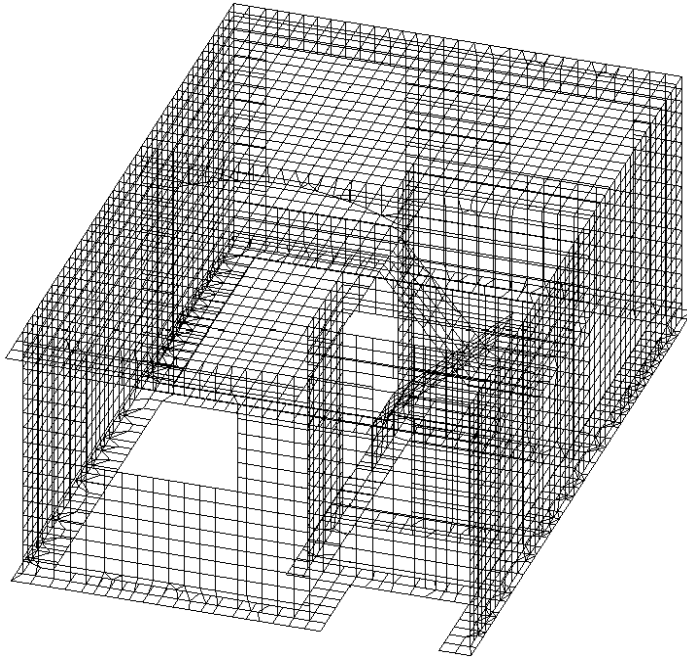
cimentación adecuada para la capacidad del suelo que se tenga (desde suelo malo hasta el más resistente en cuanto a capacidad portante).

Los resultados que actúan sobre la estructura son una interacción de Fuerzas y Momentos: Axial, Cortante, Torsión y Flexión. El análisis estructural fue realizado bajo el criterio de combinación de cargas de diseño, tanto para la estructura de concreto como para las paredes de mampostería de bloque, sobre la base de los resultados obtenidos del STRUCTURE CAD, considerando la resistencia última de cada uno de los materiales, y además cumpliendo los requisitos para garantizar la estabilidad y resistencia necesaria, según las normas de diseño contenidas en los respectivos reglamentos.

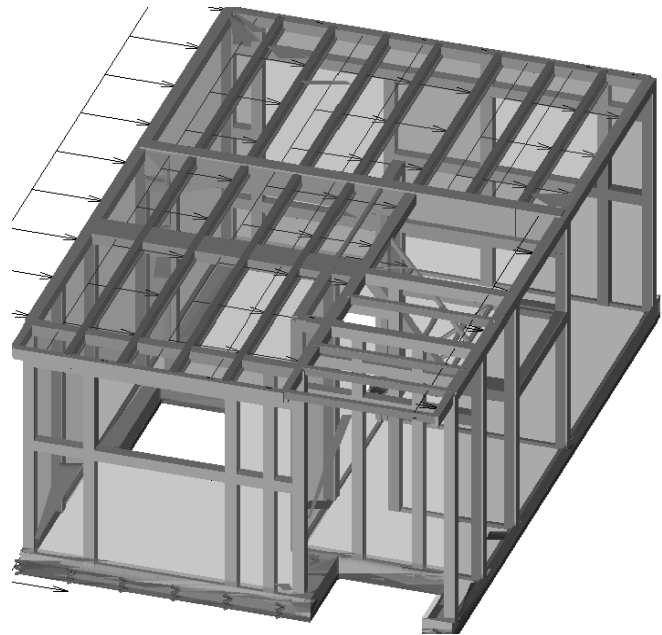
Algunas consideraciones a tomar en cuenta son:

- Las unidades en que se dan los resultados, son en toneladas y en metros, según los resultados que se presenten. Por ejemplo: cortante N_{xy} (Ton/m); lo cual se refleja por el factor $f_s=0.102$.
- Algunos de los resultados que se presentan son los siguientes:
 - Flexión en la dirección x (M_x) y dirección y (M_y) para las losas en Ton.m/m.
 - Flexión horizontal (M_x) y Flexión vertical (M_y) para paredes en Ton.m/m.
 - Cortante Diagonal en Ton/m.

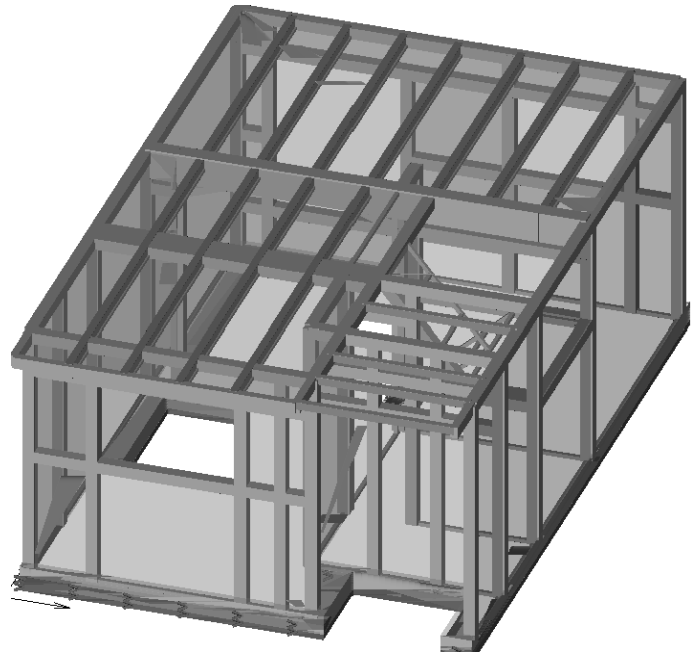
Los resultados se presentan a continuación:



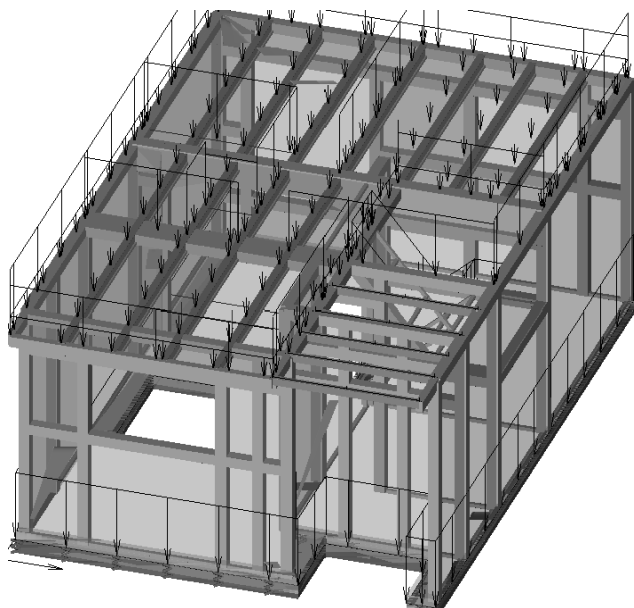
Malla de Elementos Finitos 20x20cm



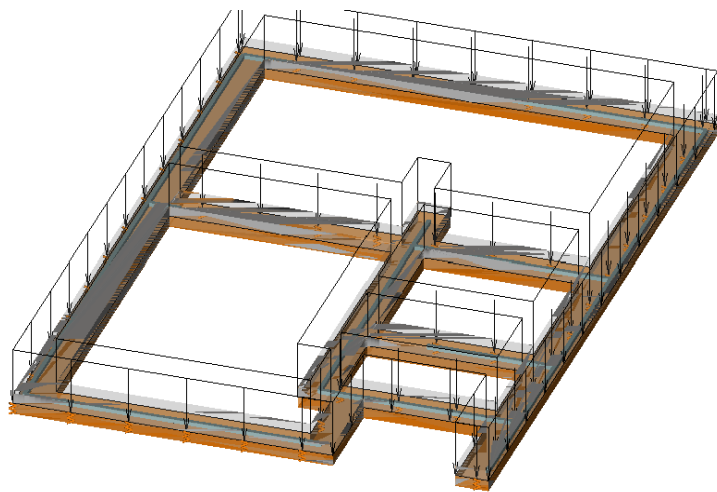
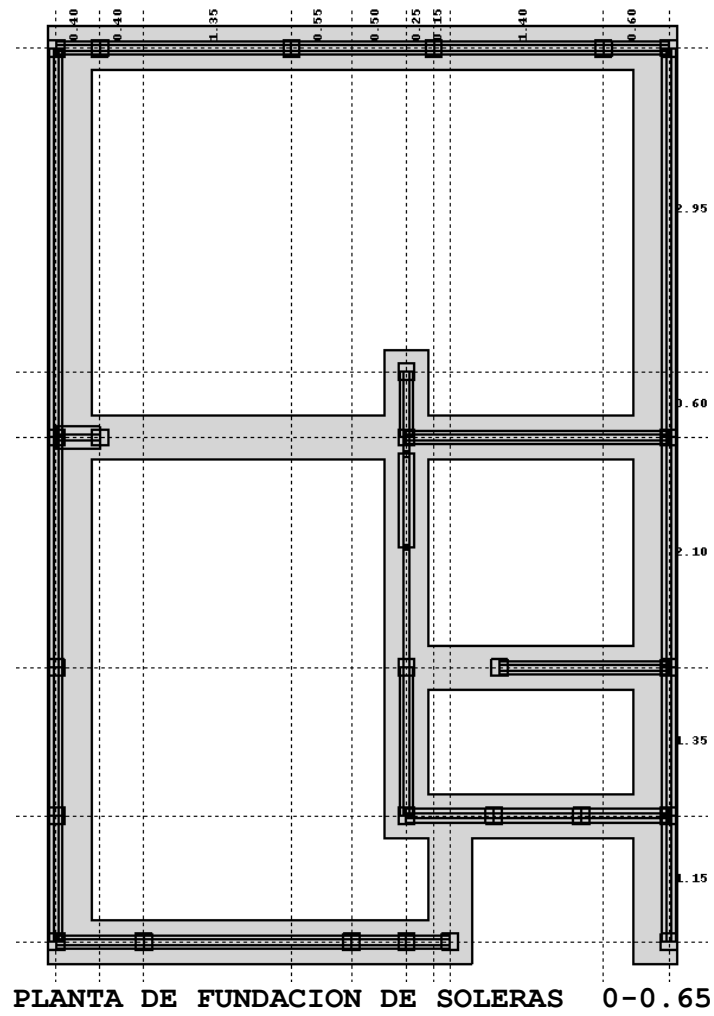
Cargas Laterales (Sismo Estático)



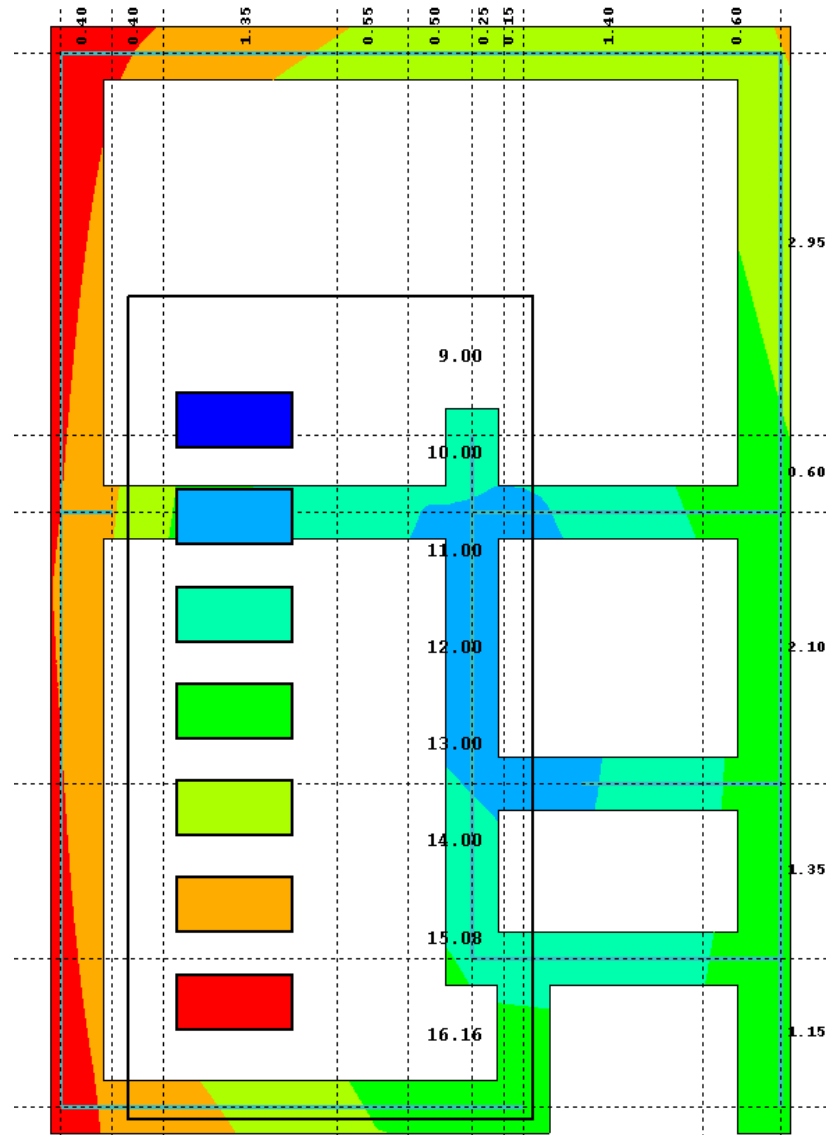
Vista isoparametrica 3D



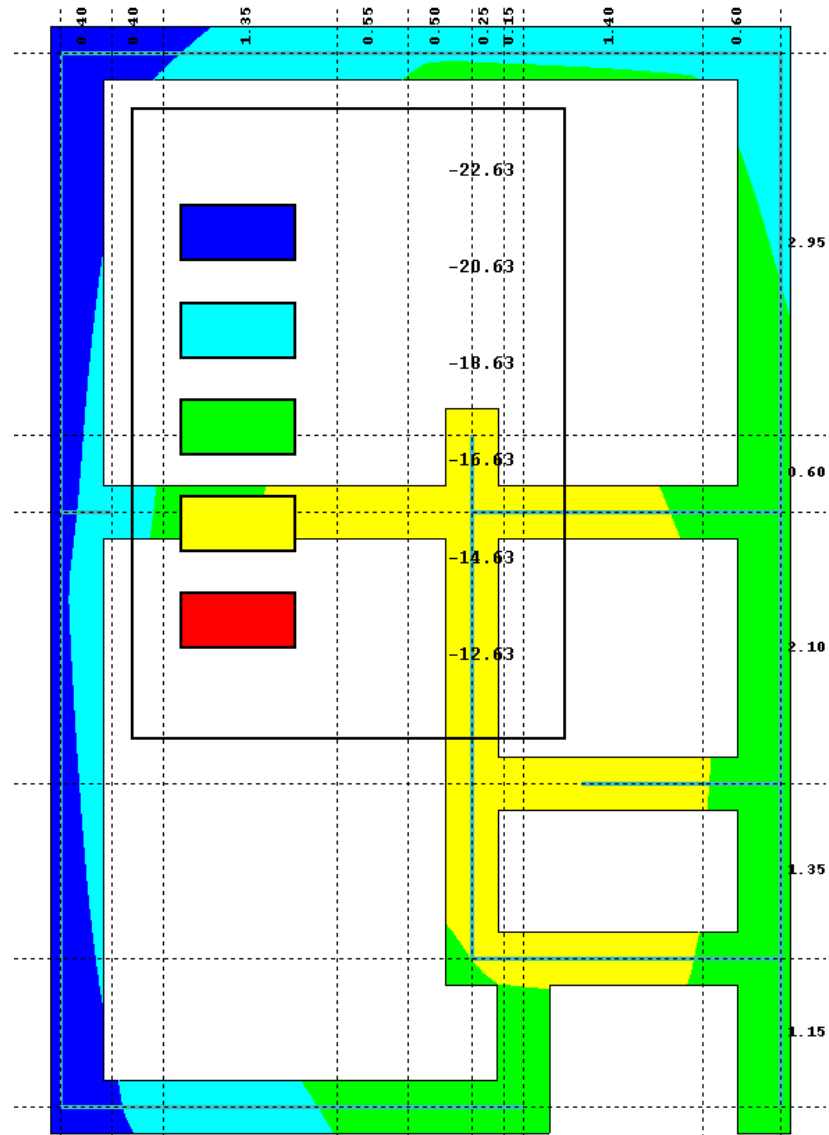
Cargas Permanentes y Variables



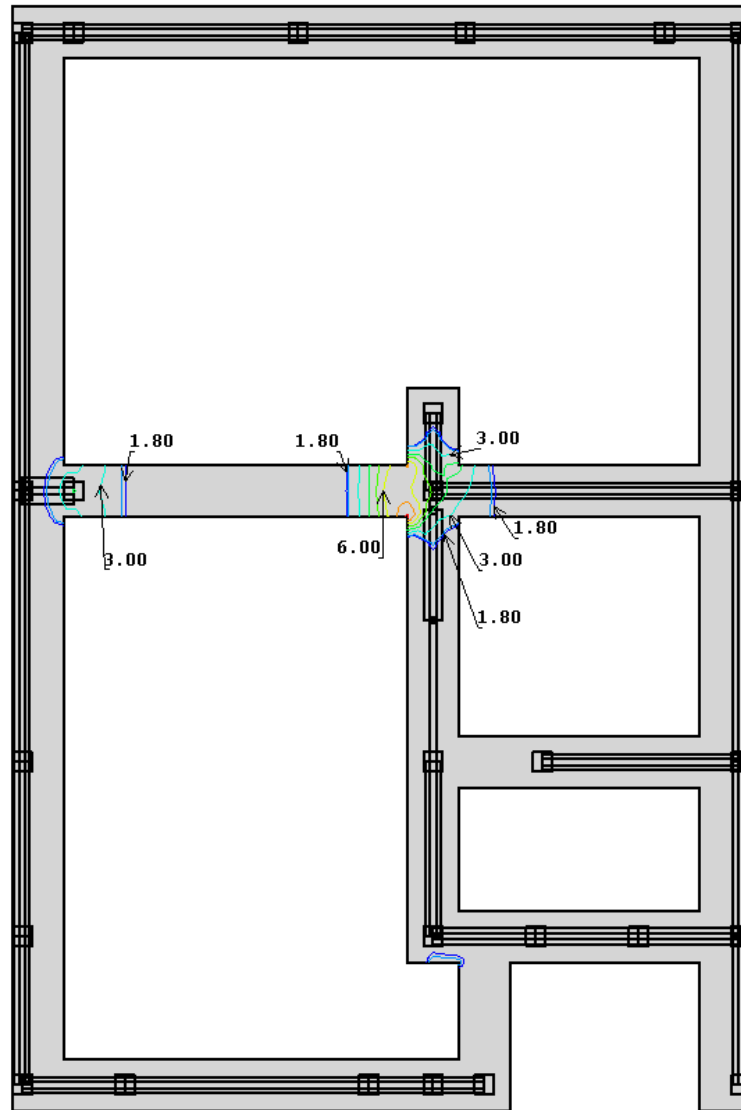
Relleno en SOLERAS * APOYO DE SUPERFICE ELASTICA $Kz=700 \text{ T/m}^3$



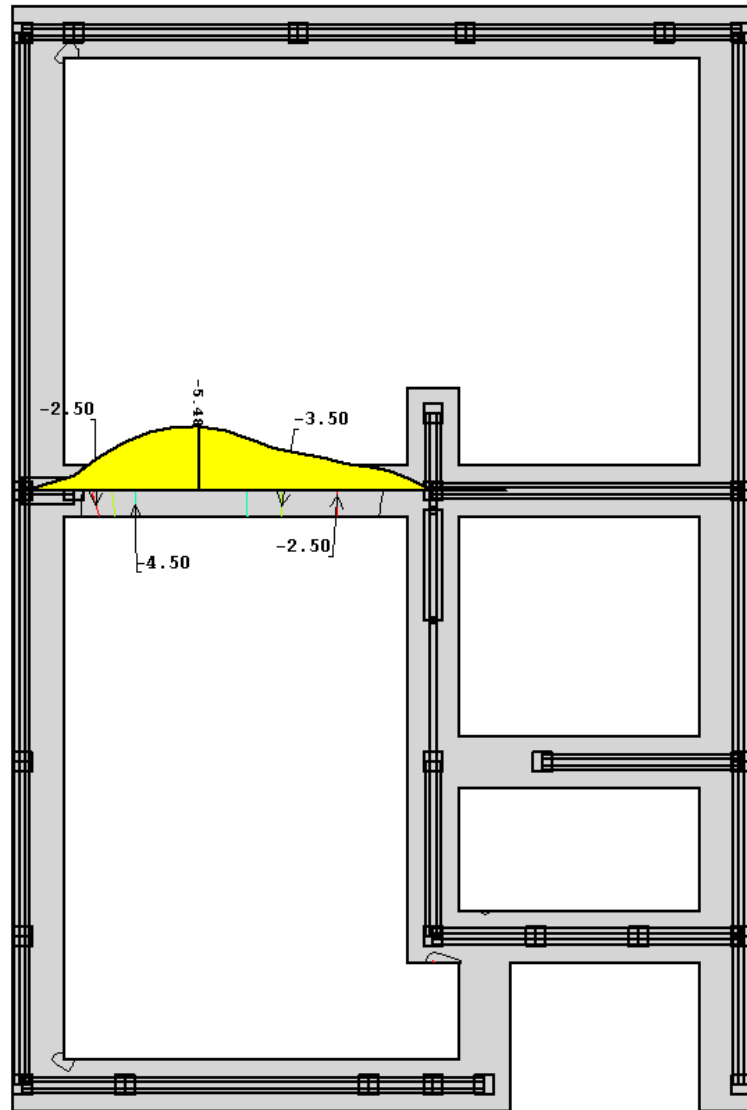
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados suelo: Tensión Suelo (kN/m²) (fs=0.102)



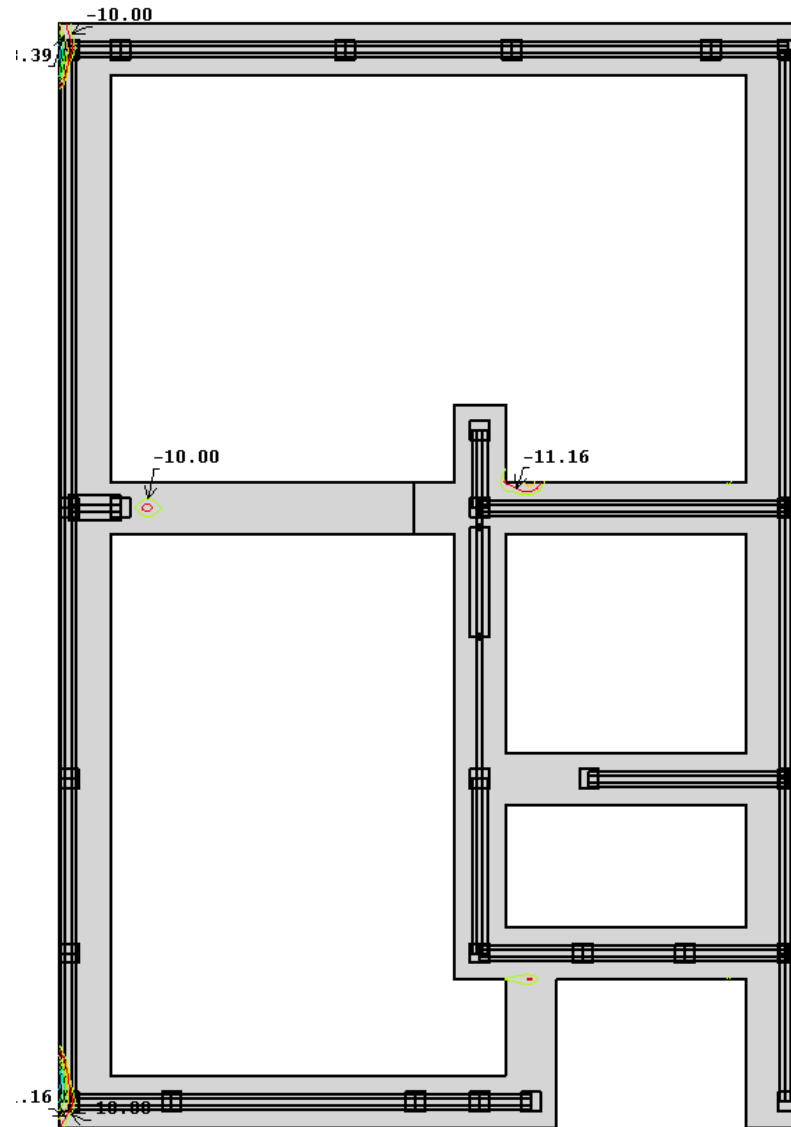
Envolvente: 8,a 29 (Max-) - Resultados suelo: Subsidence (m)
(fs=1000)



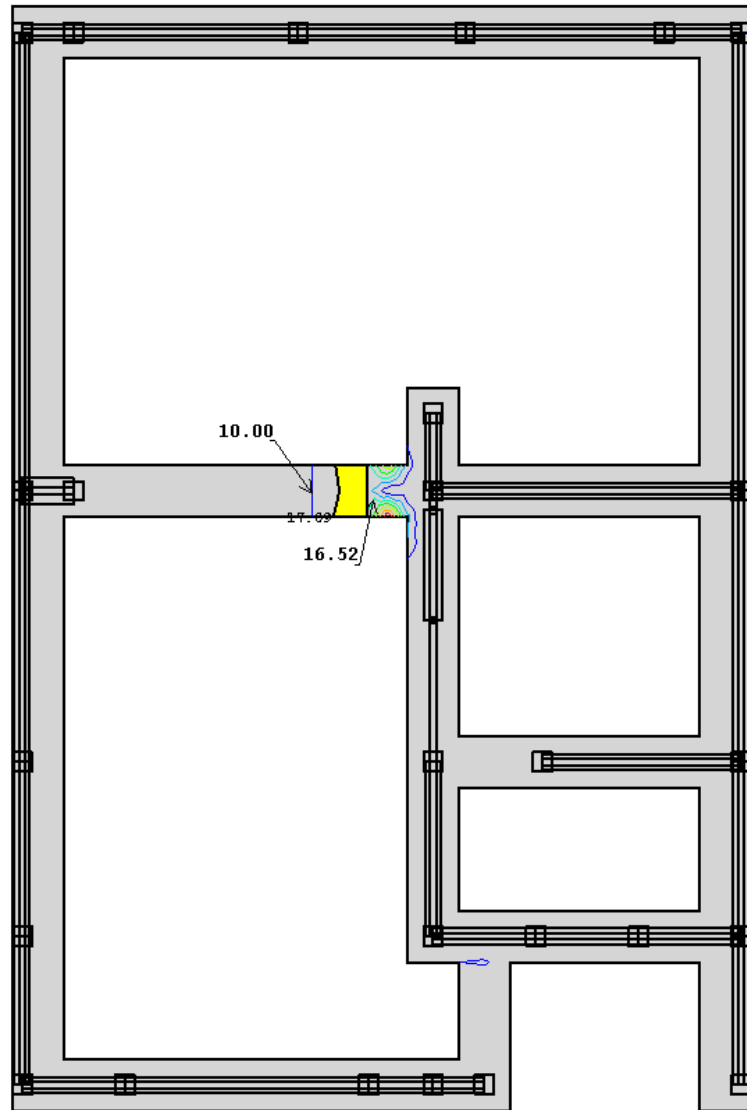
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: Mx (kNm/m)
(fs=0.102)



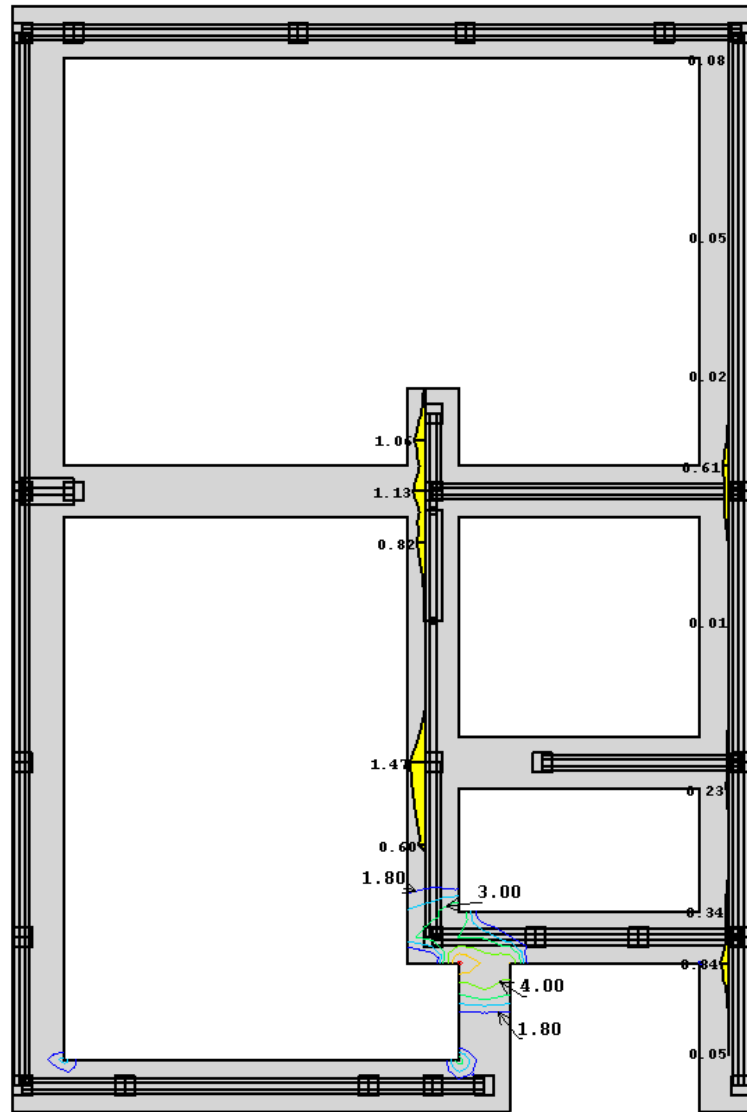
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas: Mx (kNm/m)
(fs=0.102)



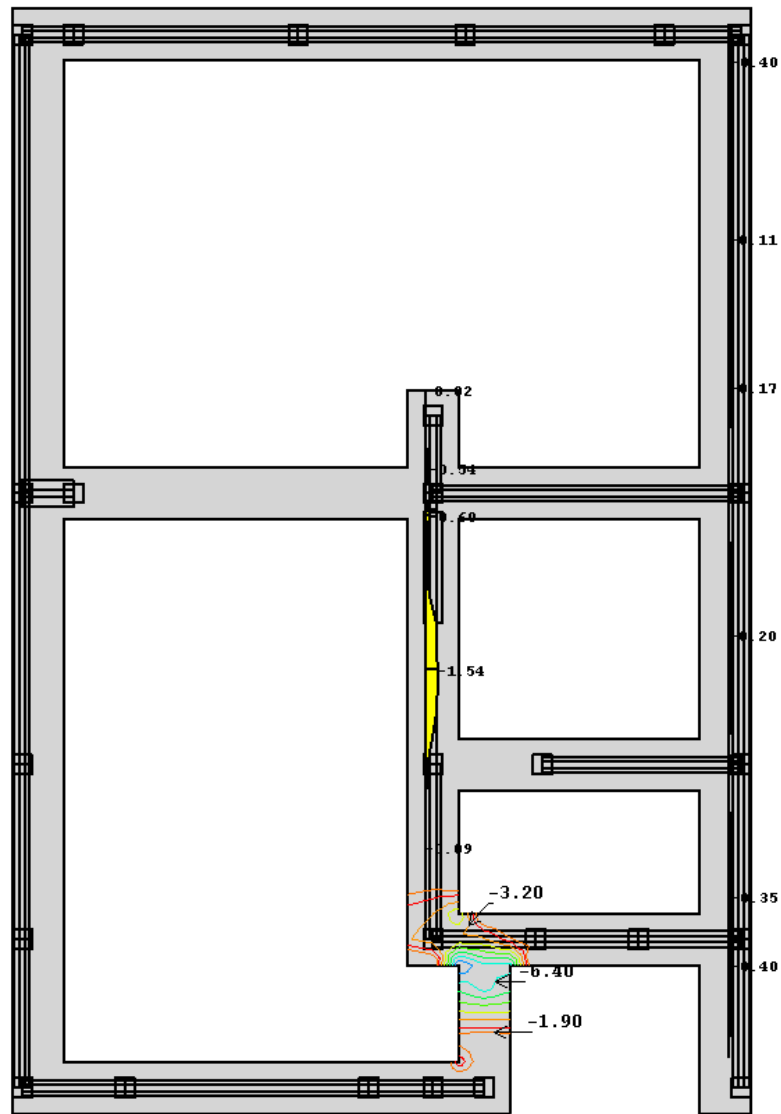
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas:
 $T_{z,x}$ (kN/m) ($f_s=0.102$)



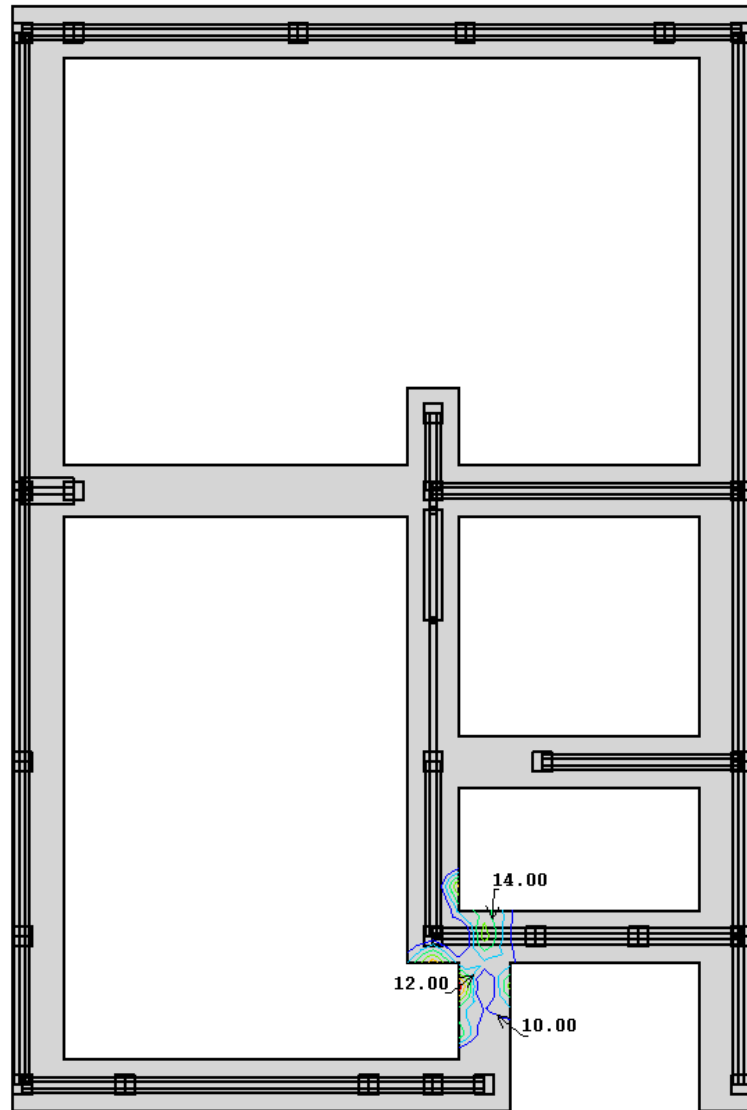
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: Tz_x (kN/m)
($f_s=0.102$)



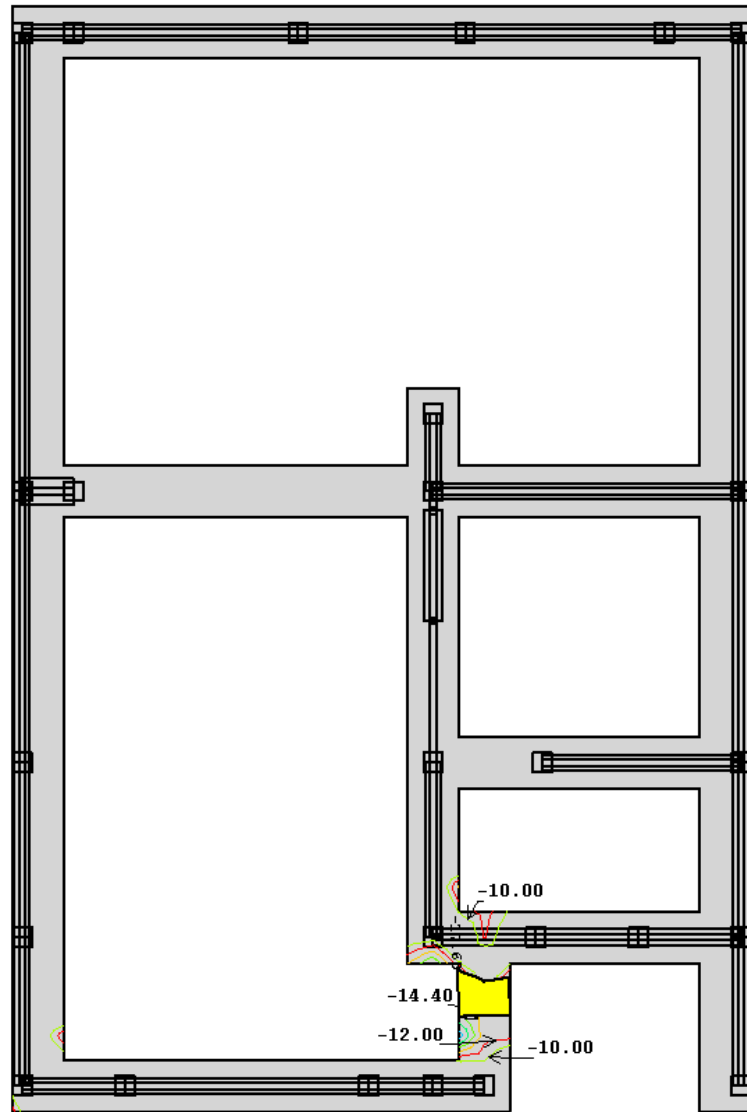
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: M_y (kNm/m)
($f_s=0.102$)



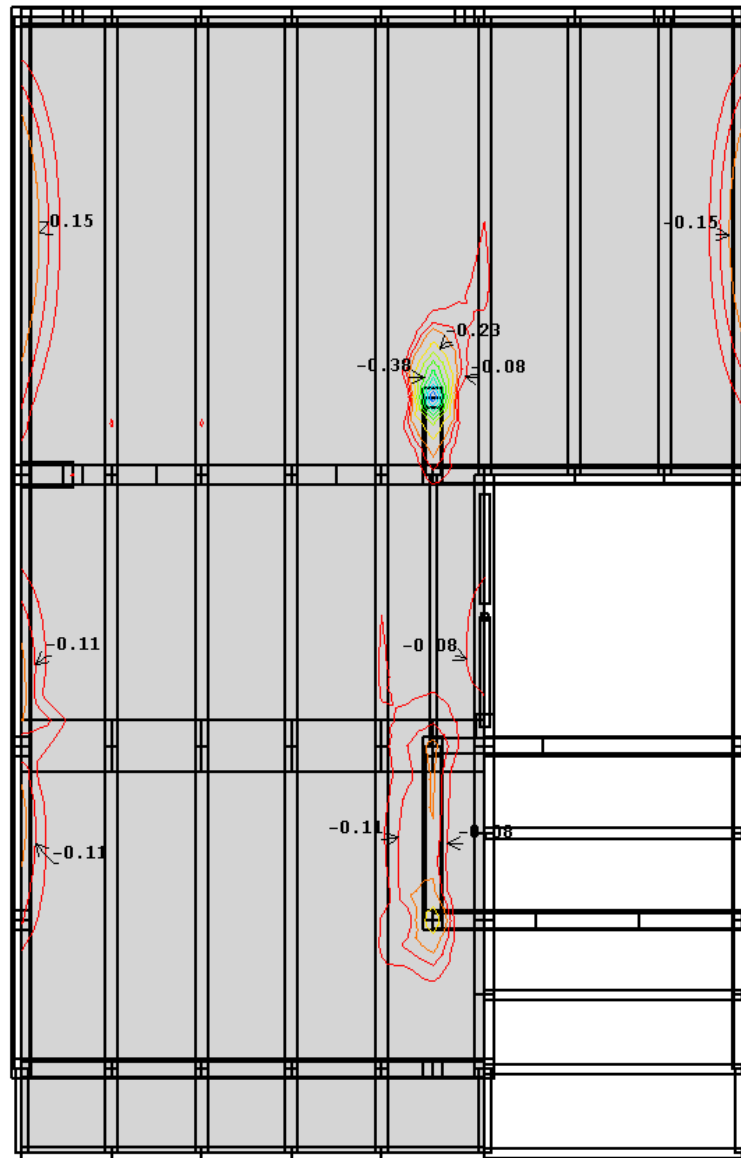
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas: M_y (kNm/m)
($f_s=0.102$)



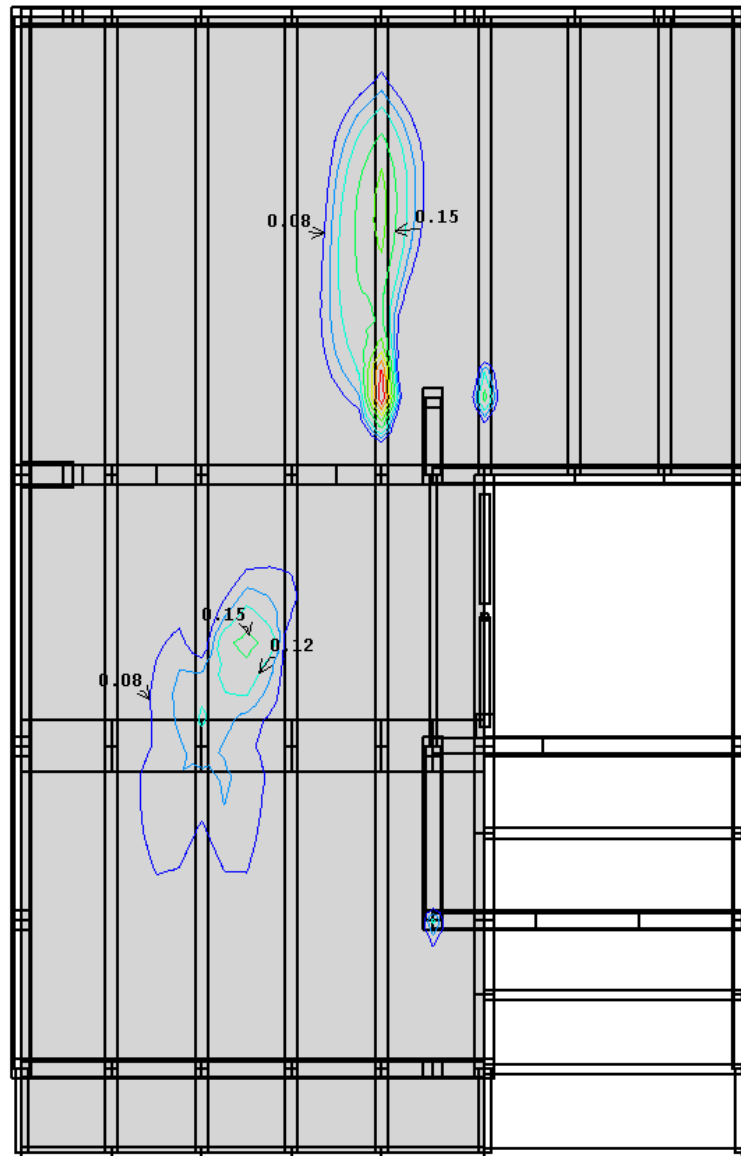
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: $T_{z,y}$ (kN/m)
($f_s=0.102$)



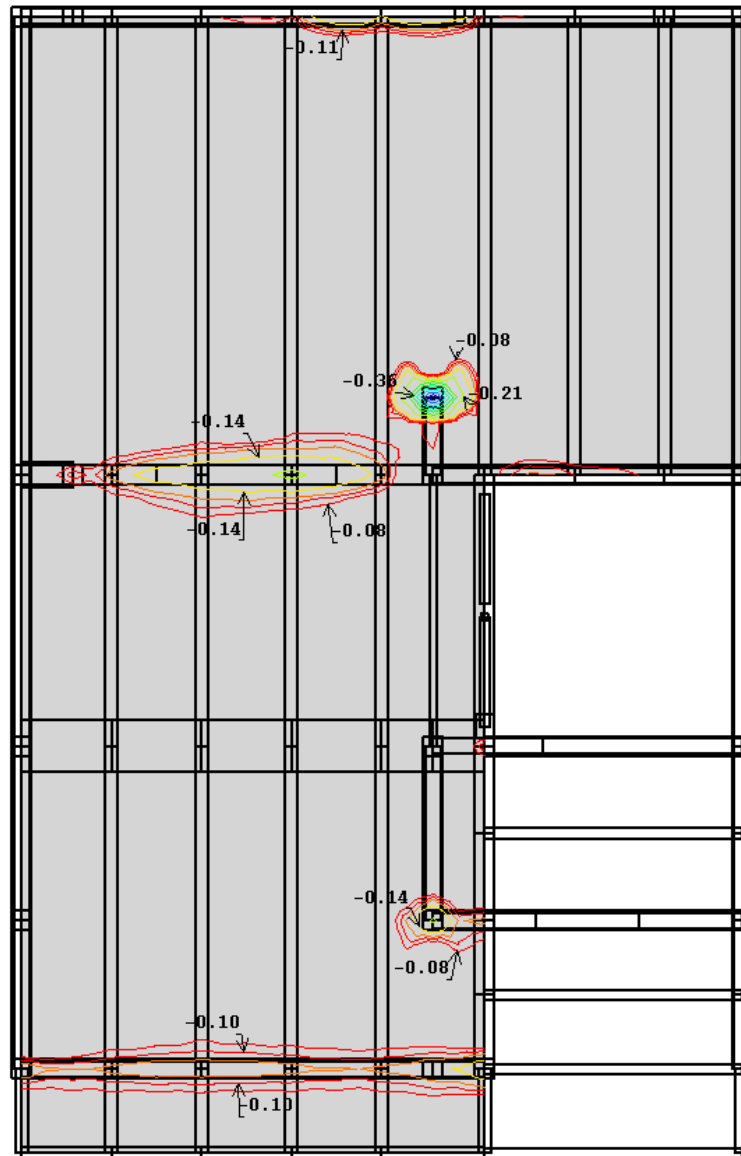
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas: $T_{z,y}$ (kN/m)
($f_s=0.102$)



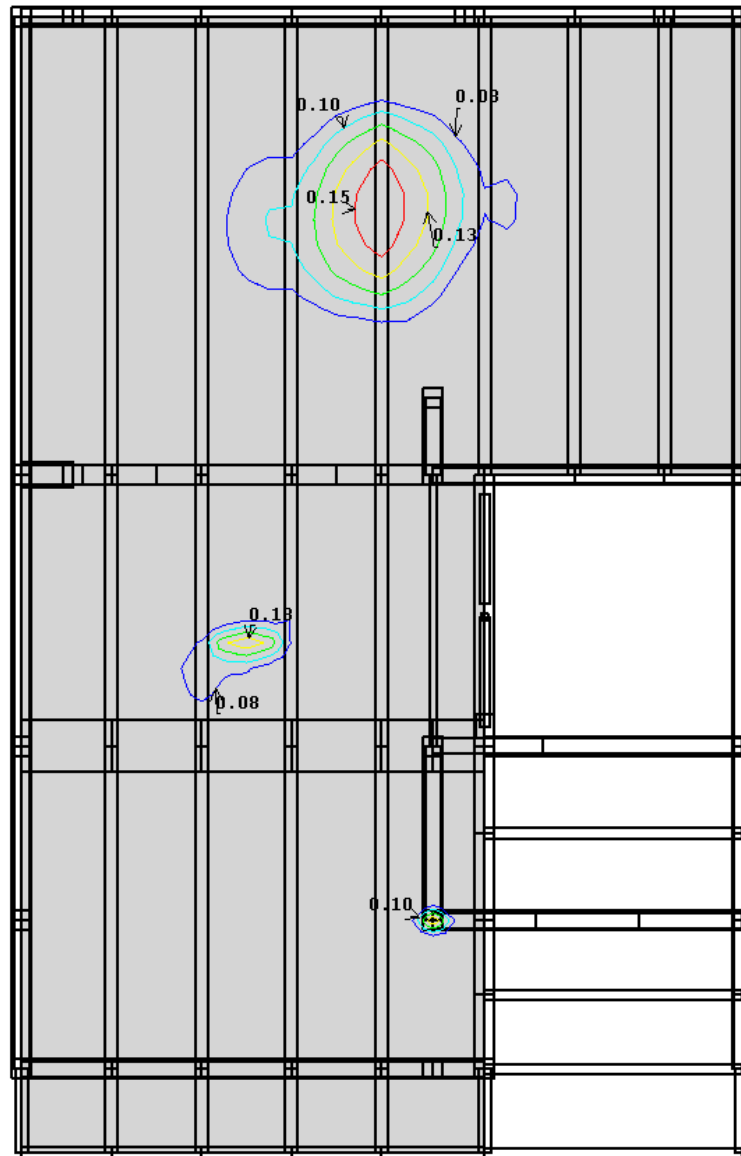
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas: Mx (kNm/m)
(fs=0.102)



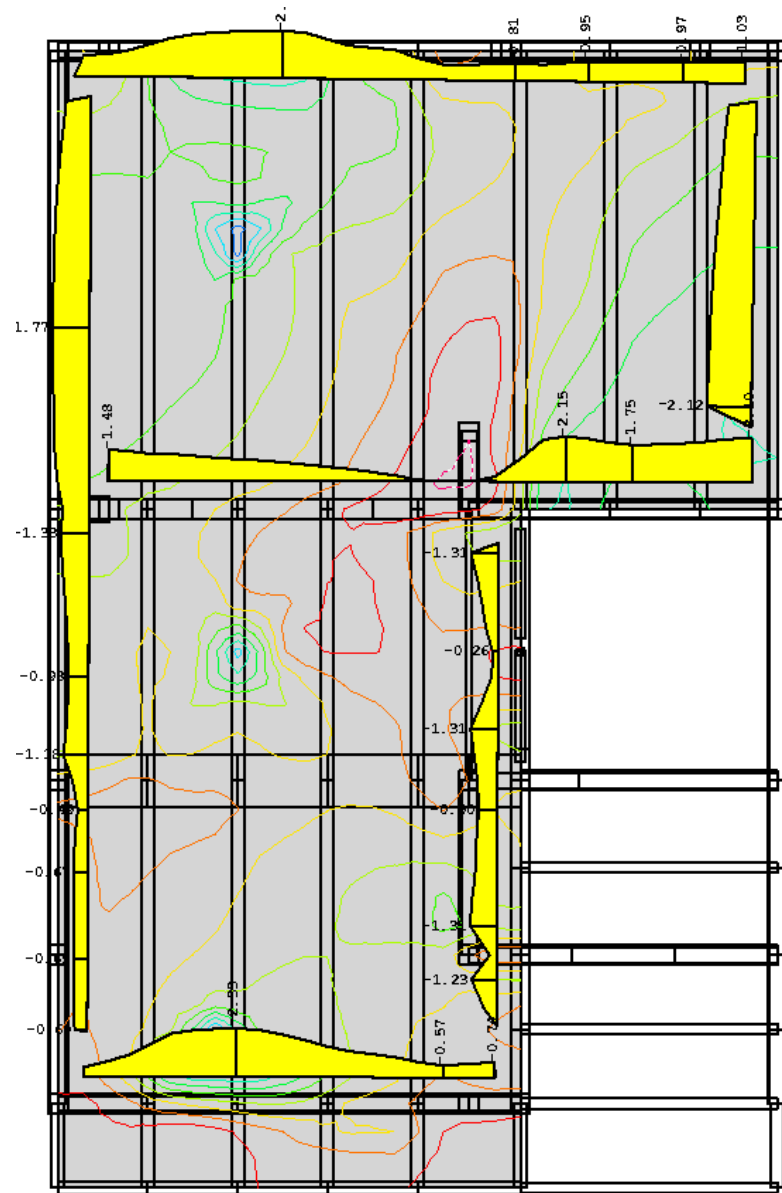
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: Mx (kNm/m)
(fs=0.102)



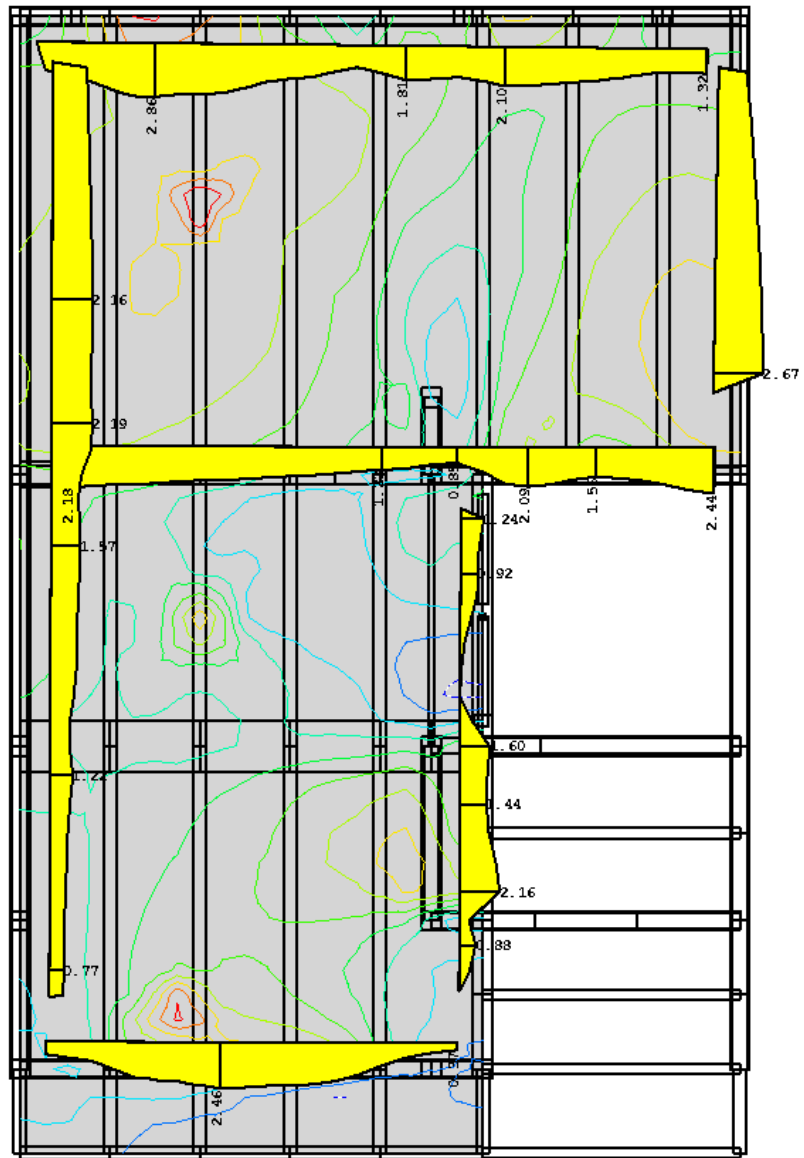
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas: My (kNm/m)
(fs=0.102)



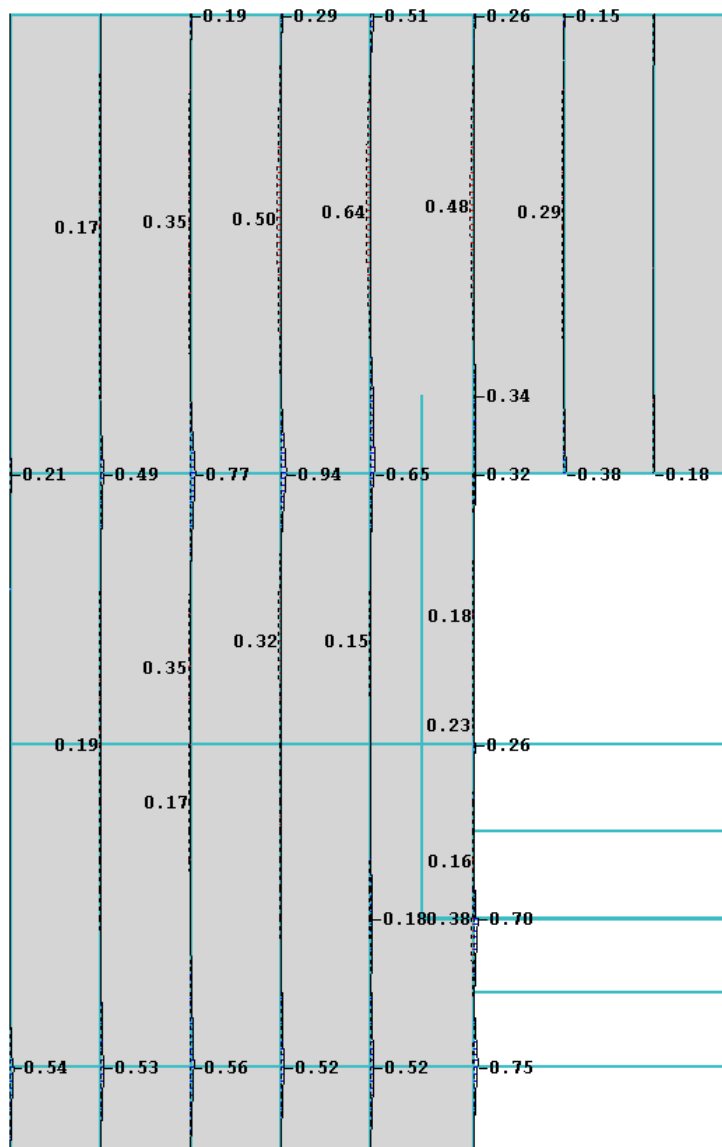
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: M_y (kNm/m)
($f_s=0.102$)



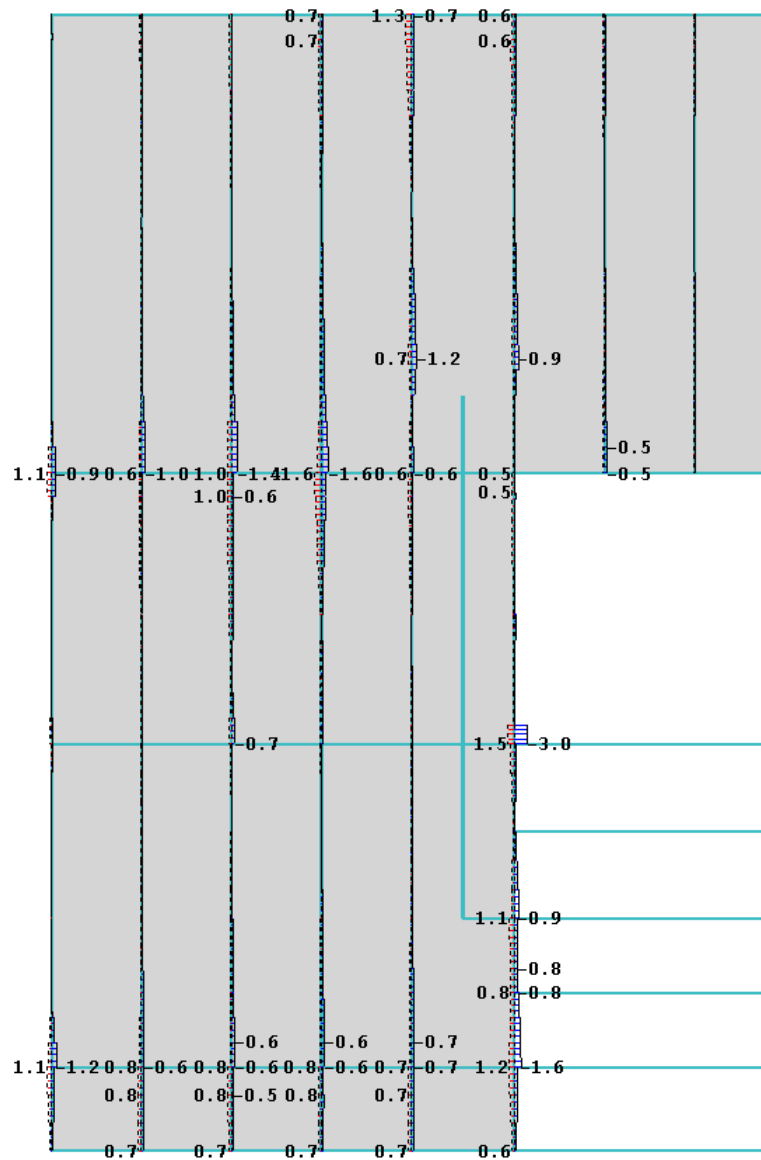
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Losas: Nxy (kN/m)
(fs=0.102)



Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Losas: N_{xy} (kN/m)
($f_s=0.102$)



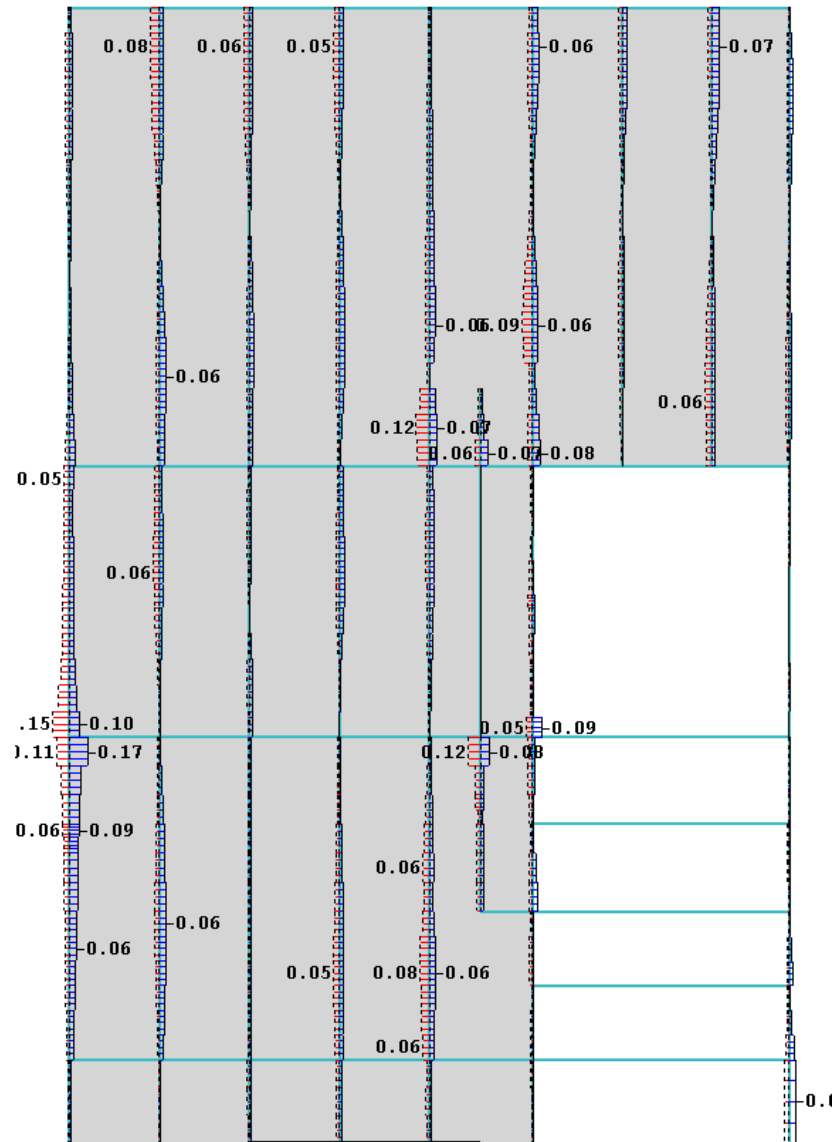
Envolvente: 8 a 29 (Mz) - Resultados viga: Mz (kNm)
(fs=0.102)



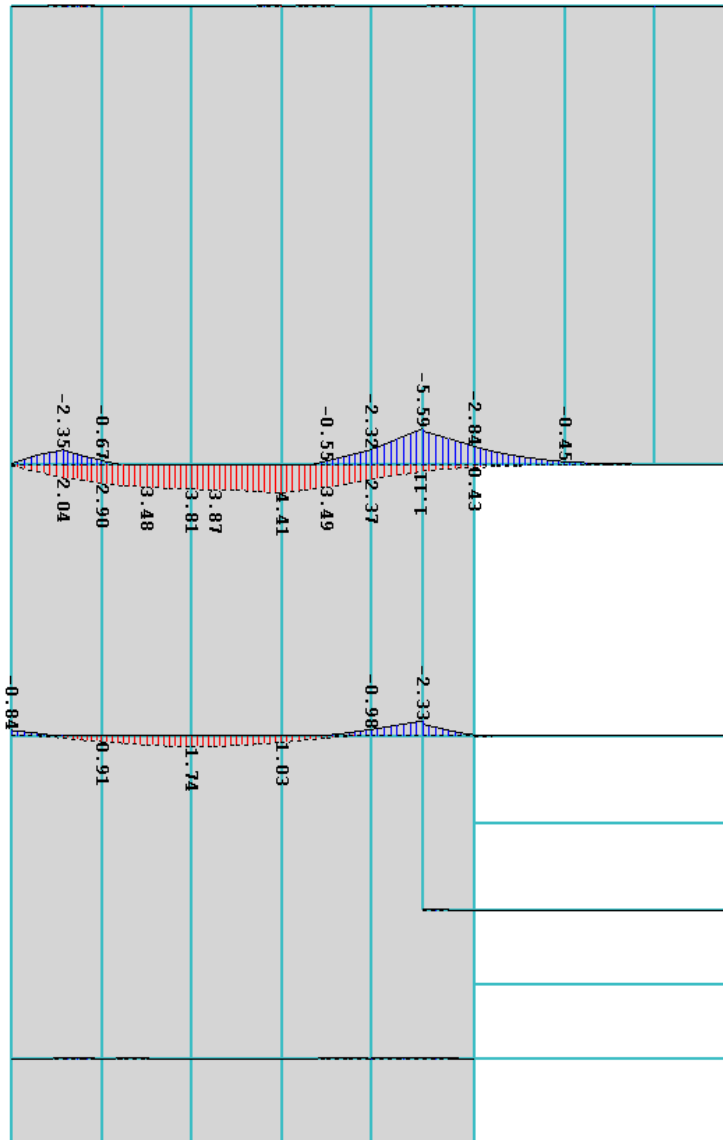
Envolvente: 8 a 29 (Ty) - Resultados viga: Ty (kN)
(fs=0.102)

0.37 (-0.94)	0.62 (-1.31)	0.34 (-0.38)	0.23 (-0.18)	0.21 (-0.08)	0.16
0.20 (-0.35)					
0.14 (-0.25)					
0.35 (-0.48)	1.49 (-1.87)	1.74 (-1.23)	1.01 (-0.78)	0.52 (-0.57)	0.34 (-0.32)
	0.65 (-0.41)	0.11 (-0.16)	0.86 (-0.38)	0.42 (-0.29)	
0.20 (-0.33)					
	0.17 (-0.20)				
0.14 (-0.20)					
	0.48 (-0.47)				
0.40 (-0.45)					
	0.55 (-0.47)				
0.37 (-0.35)					
	1.43 (-1.16)				
0.92 (-0.78)		0.99 (-0.98)		0.71 (-0.12)	
					0.12
					0.08
					(-0.11)

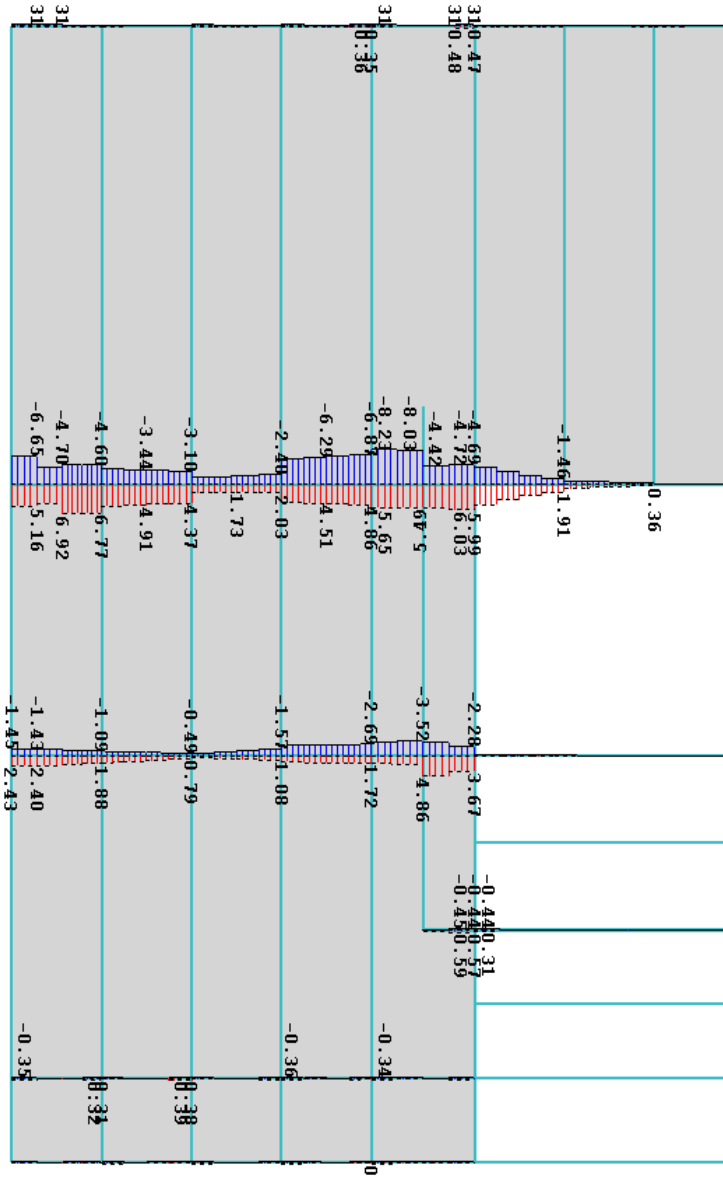
Envolvente: 8 a 29 (Nx) - Resultados viga: Nx (kN)
(fs=0.102)



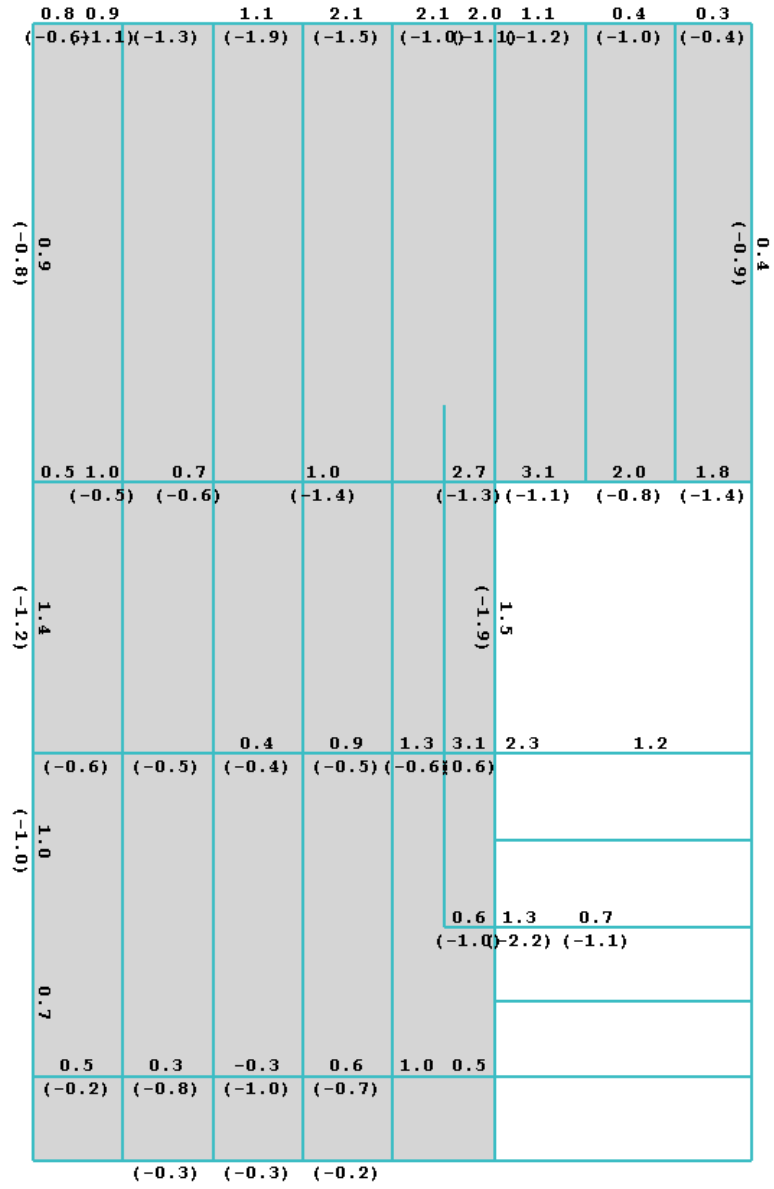
Envolvente: 8 a 29 (Mx) - Resultados viga: Mx (kNm)
 (fs=0.102)



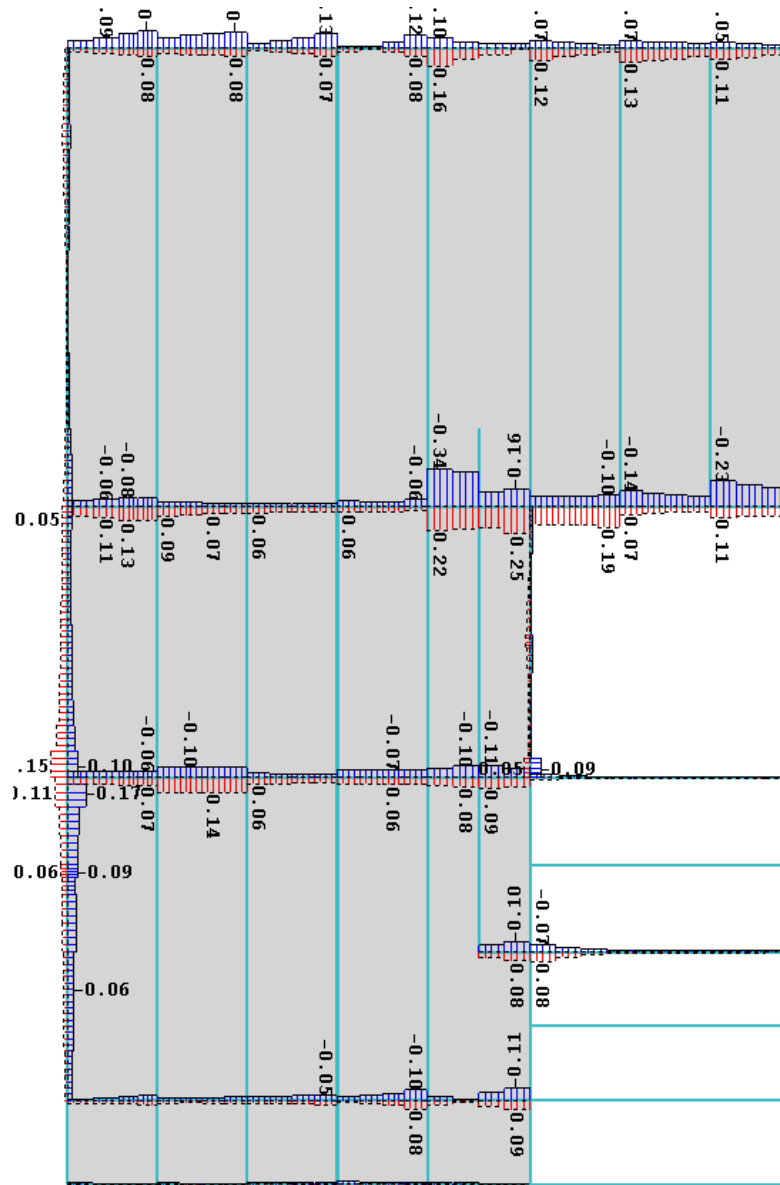
Envolvente: 8 a 29 (Mz) - Resultados viga: Mz (kNm)
(fs=0.102)



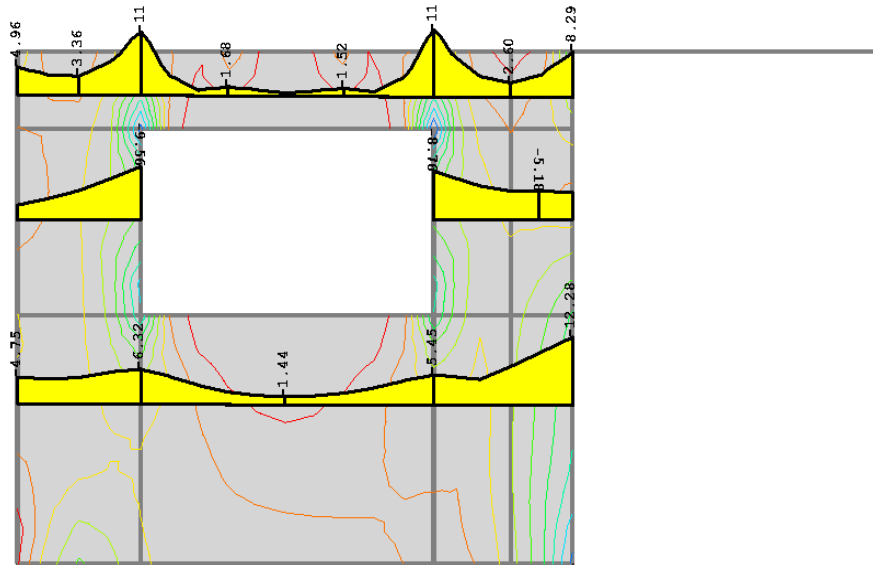
Envolvente: 8 a 29 (Ty) - Resultados viga: Ty (kN)
(fs=0.102)



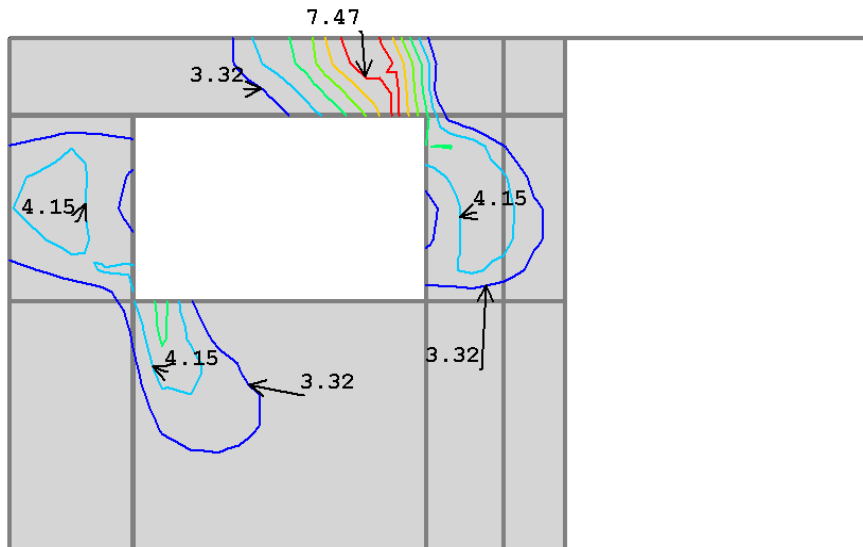
Envolvente: 8 a 29 (Nx) - Resultados viga: Nx (kN)
(fs=0.102)



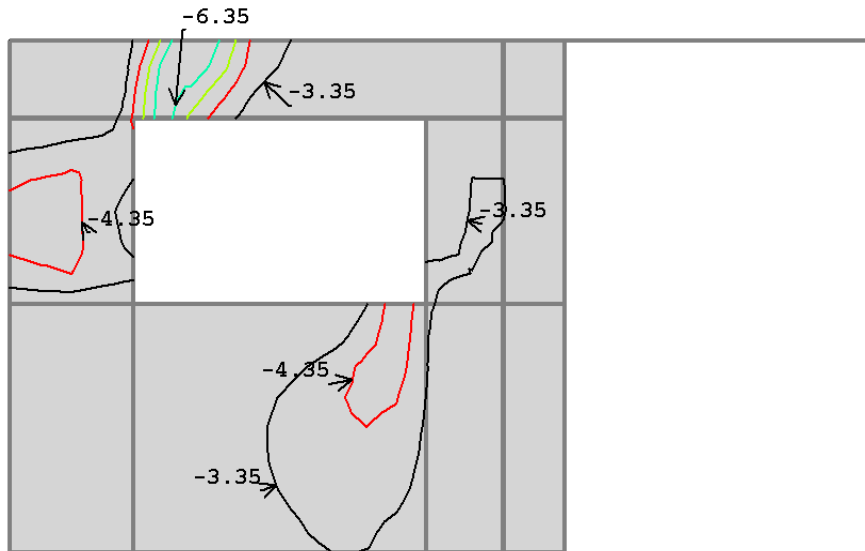
Envolvente: 8 a 29 (Mx) - Resultados viga: Mx (kNm)
(fs=0.102)



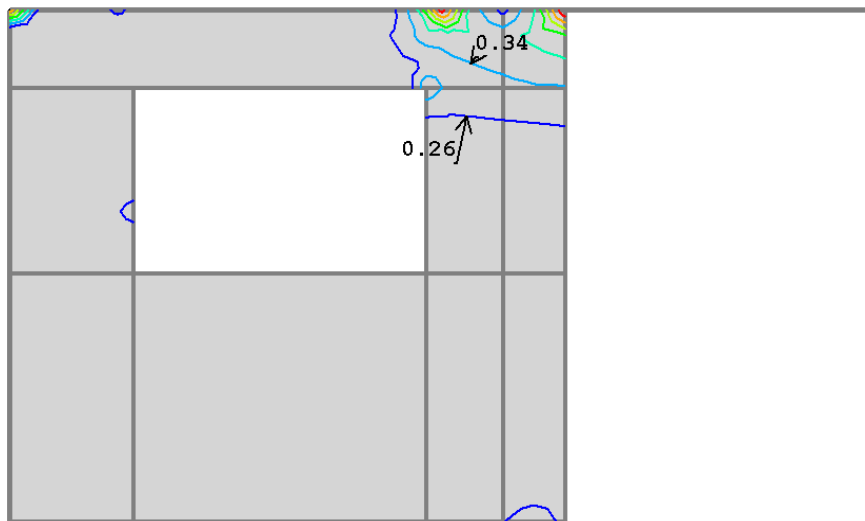
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Muros: Ny (kN/m)
(fs=0.102)



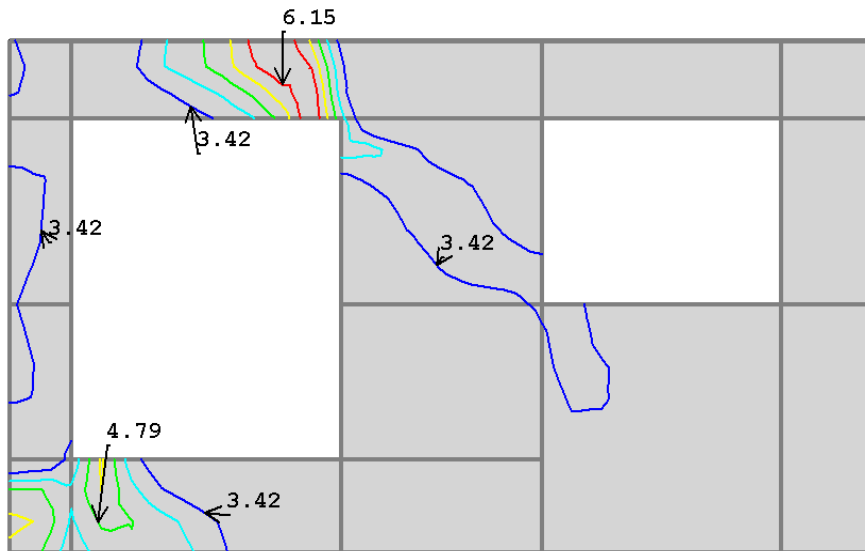
Envolvente: 8a 29 (Max+) - Resultados Muros: Nxy (kN/m)
(fs=0.102)



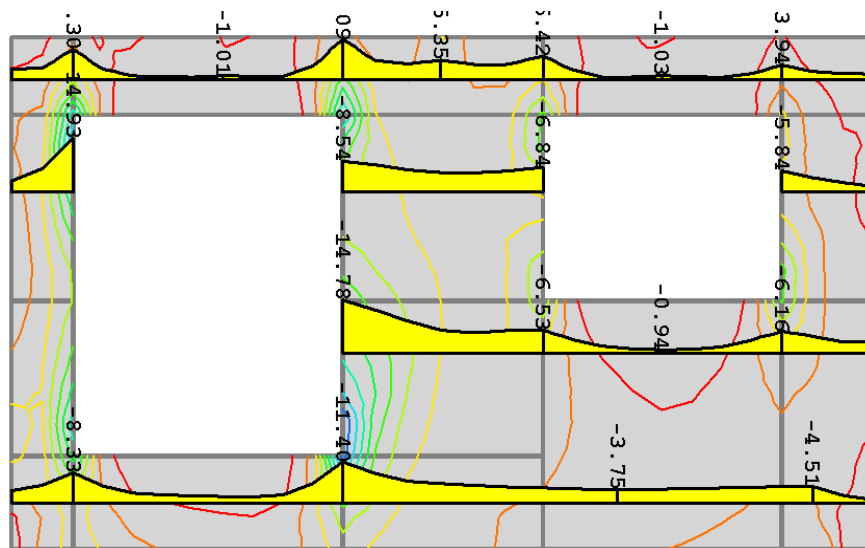
Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Muros: N_{xy} (kN/m)
($f_s=0.102$)



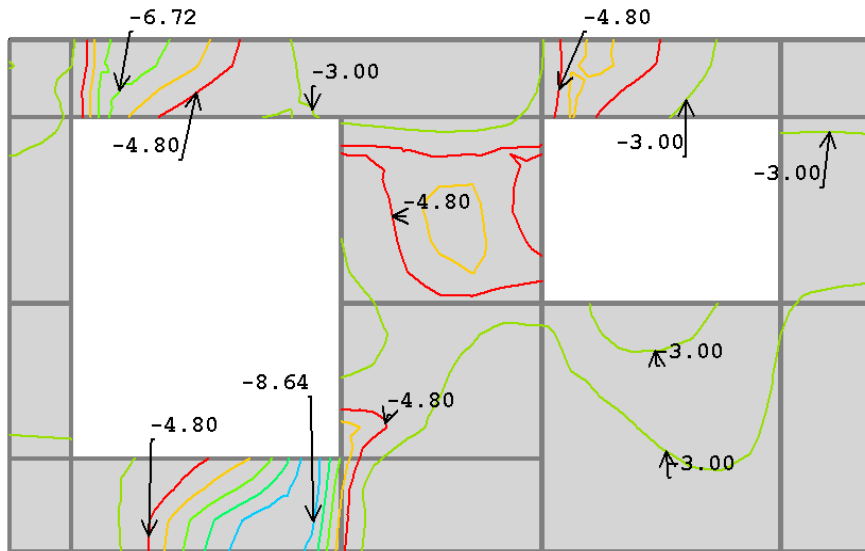
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Muros: M_y (kNm/m)
($f_s=0.102$)



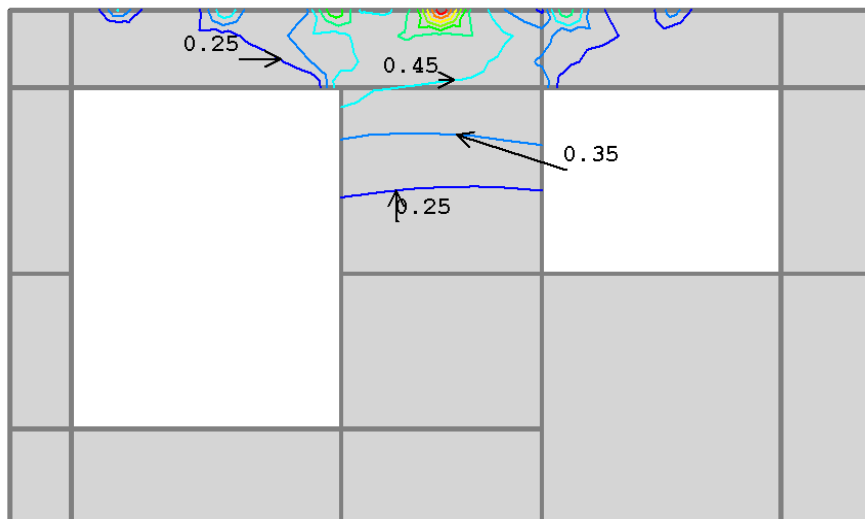
Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Muros: N_{xy} (kN/m)
($f_s=0.102$)



Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Muros: N_y (kN/m)
($f_s=0.102$)

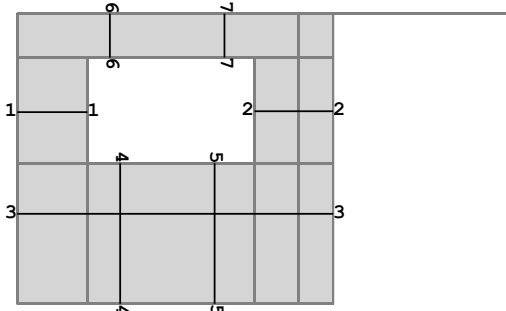


Envolvente: 8 a 29 (Max-) - Resultados Muros: N_{xy} (kN/m)
($f_s=0.102$)

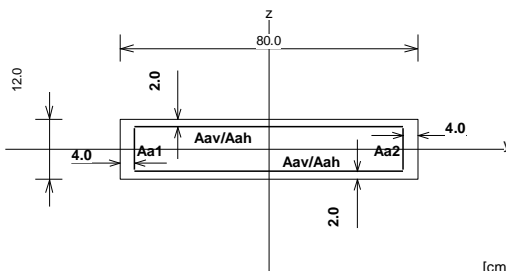


Envolvente: 8 a 29 (Max+) - Resultados Muros: M_y (kNm/m)
($f_s=0.102$)

MARCO PARED EJE 2



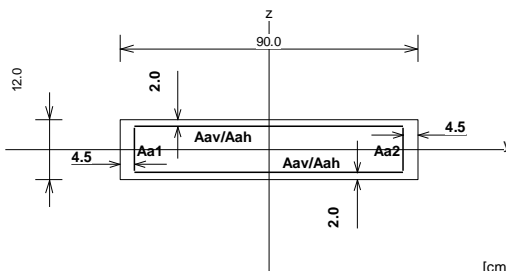
1 - 1 C 12/15



Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + -1.40*IV +
0.42*V
Mzu = 3.51 kNm
Nxu = -39.18 kN
Tyu = 33.20 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.299/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.49 cm²/m

2 - 2 C 12/15

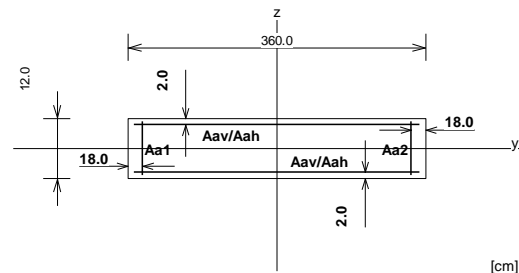


Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:

1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 1.40*IV +
-0.42*V
Mzu = -2.60 kNm
Nxu = -46.78 kN
Tyu = -34.16 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.192/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.45 cm²/m

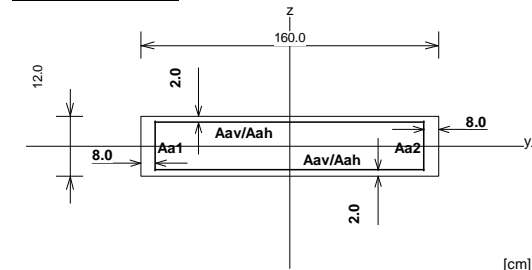
3 - 3 C 12/15



Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
0.90*I + 1.40*IV + -0.42*V
Mzu = 15.19 kNm
Nxu = -108.85 kN
Tyu = -64.95 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.073/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.21 cm²/m

4 - 4 C 12/15

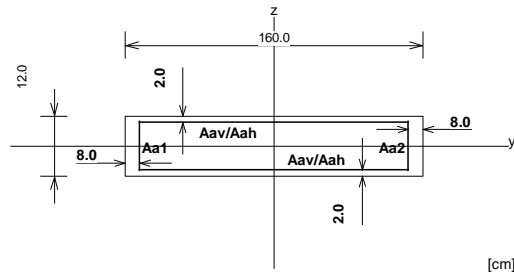


Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + -1.40*IV +
0.42*V
Combinación predominante para el cortante:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 1.40*IV +
-0.42*V
Mzu = 15.97 kNm
Nxu = 19.73 kN
Tyu = 54.23 kN

$$\begin{aligned} \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.250/20.000 \% \\ Aa1 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aa2 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aav &= \pm 0.25 \text{ cm}^2/\text{m} \\ Aah &= \pm 0.38 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Aa1 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aa2 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aav &= \pm 0.51 \text{ cm}^2/\text{m} \\ Aah &= \pm 0.72 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

5 - 5 C 12/15

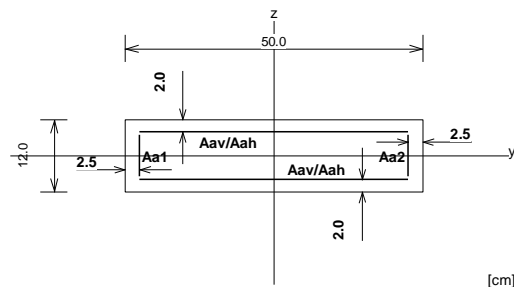
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV +$
 $-0.42 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV +$
 $0.42 \cdot V$

$$\begin{aligned} Mzu &= 12.97 \text{ kNm} \\ Nxu &= 4.01 \text{ kN} \\ Tyu &= -61.35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.209/20.000 \% \\ Aa1 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aa2 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aav &= \pm 0.13 \text{ cm}^2/\text{m} \\ Aah &= \pm 0.42 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

6 - 6 C 12/15

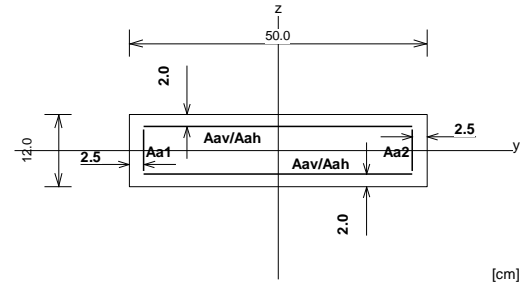
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV +$
 $-0.42 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

$$\begin{aligned} Mzu &= -2.40 \text{ kNm} \\ Nxu &= 15.50 \text{ kN} \\ Tyu &= -32.37 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_b/\epsilon_a = -0.366/20.000 \%$$

7 - 7 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

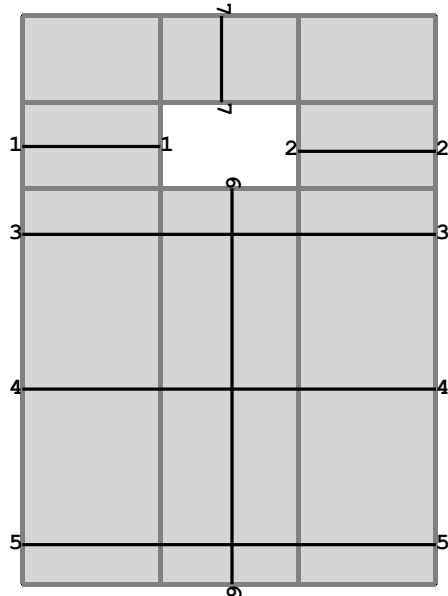
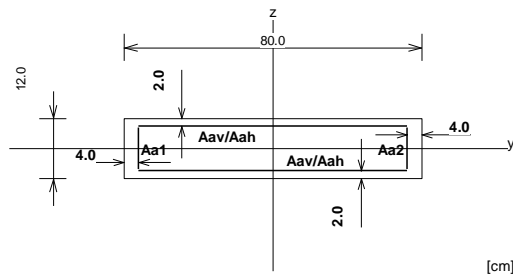
Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV +$
 $0.42 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV +$
 $-0.42 \cdot V$

$$\begin{aligned} Mzu &= -1.99 \text{ kNm} \\ Nxu &= 11.69 \text{ kN} \\ Tyu &= 36.10 \text{ kN} \end{aligned}$$

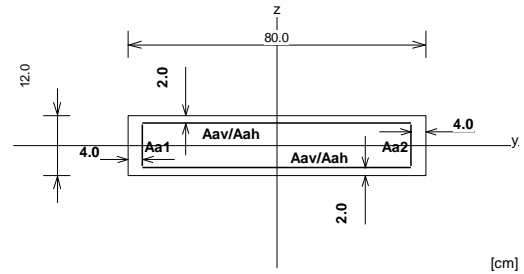
$$\begin{aligned} \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.307/20.000 \% \\ Aa1 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aa2 &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ Aav &= \pm 0.40 \text{ cm}^2/\text{m} \\ Aah &= \pm 0.80 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

PARED EJE 3

1 - 1 C 12/15

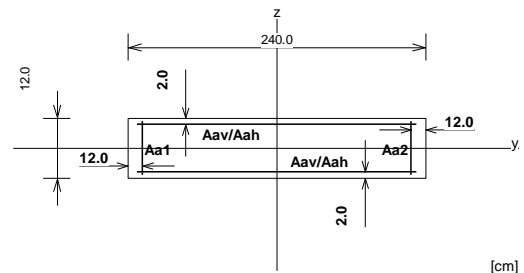
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 1.40*IV +
-0.42*V
Mzu = 0.97 kNm
Nxu = -10.28 kN
Tyu = -17.78 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.074/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.25 cm²/m

2 - 2 C 12/15

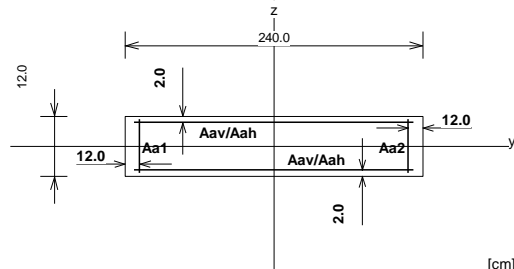
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 1.40*IV +
0.42*V
Mzu = -0.45 kNm
Nxu = -6.40 kN
Tyu = -23.06 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.035/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.32 cm²/m

3 - 3 C 12/15

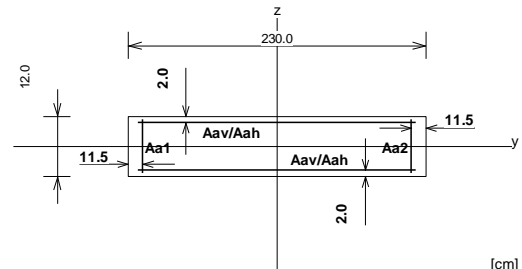
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 1.40*IV +
0.42*V
Mzu = -0.63 kNm
Nxu = -24.52 kN
Tyu = -45.52 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = 0.000/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.21 cm²/m

4 - 4 C 12/15

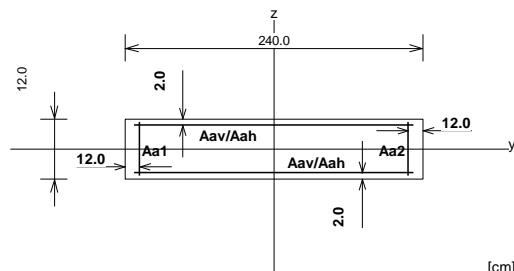
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90 \cdot I + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = 21.13 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = -5.07 \text{ kN}$
 $T_{yu} = -46.74 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.155/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.05 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.22 \text{ cm}^2/\text{m}$

6 - 6 C 12/15

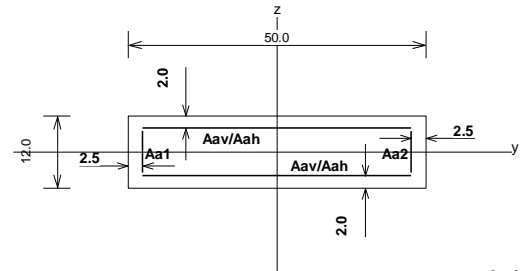
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90 \cdot I + 1.40 \cdot VI$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = 2.64 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 8.79 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 62.66 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.018/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.05 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.30 \text{ cm}^2/\text{m}$

5 - 5 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

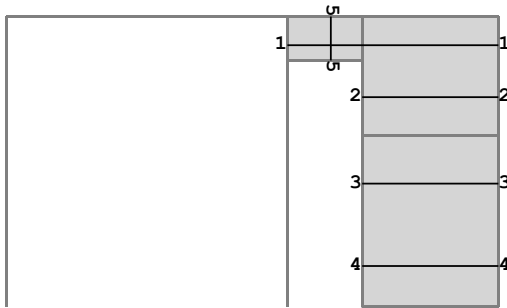
Combinación predominante para flexión:
 $0.90 \cdot I + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = 52.64 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 1.04 \text{ kN}$
 $T_{yu} = -44.00 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.383/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.19 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.21 \text{ cm}^2/\text{m}$

7 - 7 C 12/15

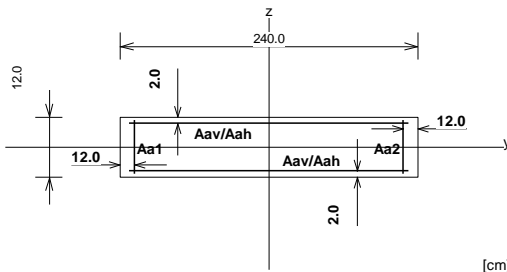
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90 \cdot I + -1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = 0.16 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 5.90 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 12.48 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = 0.000/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.12 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.28 \text{ cm}^2/\text{m}$

MARCO PARED EJE 4



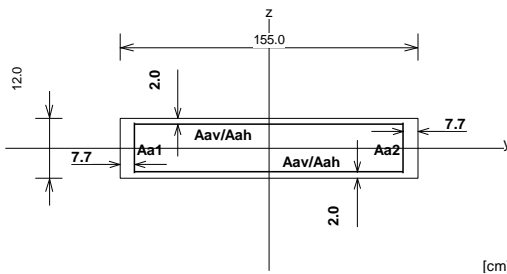
1 - 1 C 12/15



Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
0.90*I + -0.42*IV + -1.40*V
Mzu = -8.83 kNm
Nxu = -37.51 kN
Tyu = 15.37 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.077/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.07 cm²/m

2 - 2 C 12/15

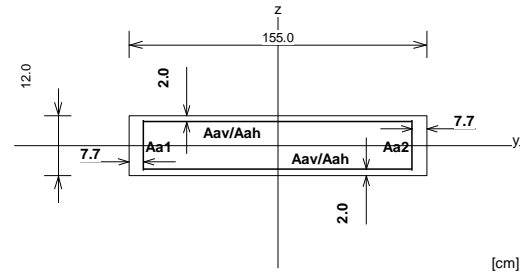


Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
0.90*I + -0.42*IV + -1.40*V
Mzu = -7.33 kNm

Nxu = -33.68 kN
Tyu = 12.61 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.149/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.09 cm²/m

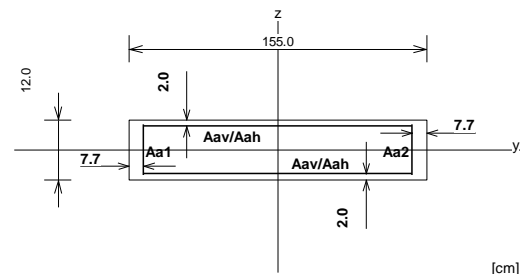
3 - 3 C 12/15



Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
0.90*I + -0.42*IV + -1.40*V
Mzu = -6.64 kNm
Nxu = -45.94 kN
Tyu = 11.38 kN
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.145/20.000 \%$
Aa1 = 0.00 cm²
Aa2 = 0.00 cm²
Aav = ± 0.00 cm²/m
Aah = ± 0.08 cm²/m

4 - 4 C 12/15

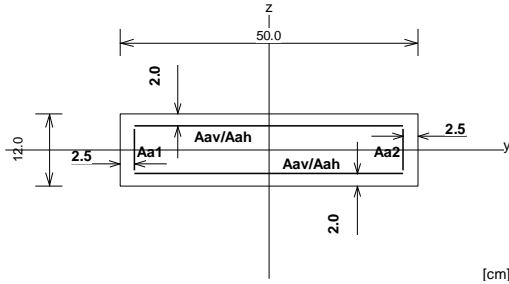


Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
1.40*I + 1.40*II
Combinación predominante para el cortante:
1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 0.42*IV + 1.40*V
Mzu = -5.81 kNm
Nxu = -52.71 kN
Tyu = -11.46 kN

$\epsilon_b/\epsilon_a = -0.134/20.000 \%$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.09 \text{ cm}^2/\text{m}$

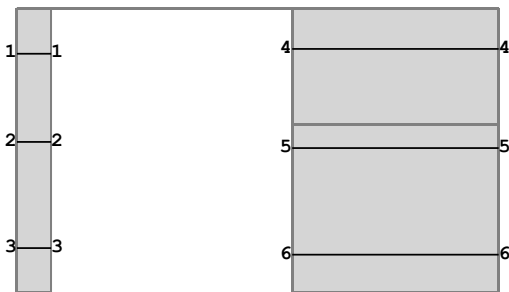
5 - 5 C 12/15



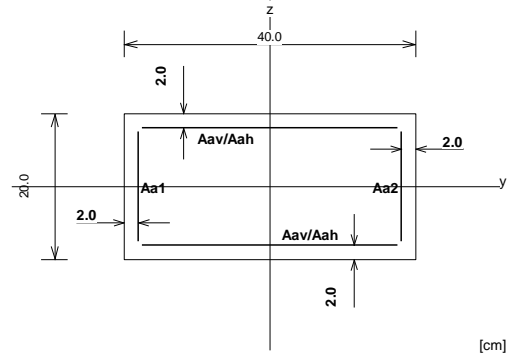
Reforzamiento longitudinal Grade 40
 Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90*I + -0.42*IV + -1.40*V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 0.42*IV + 1.40*V$
 $M_{zu} = -0.02 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 0.01 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 12.67 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = 0.000/20.000 \%$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.28 \text{ cm}^2/\text{m}$

MARCO PARED EJE 5



1 - 1 C 12/15

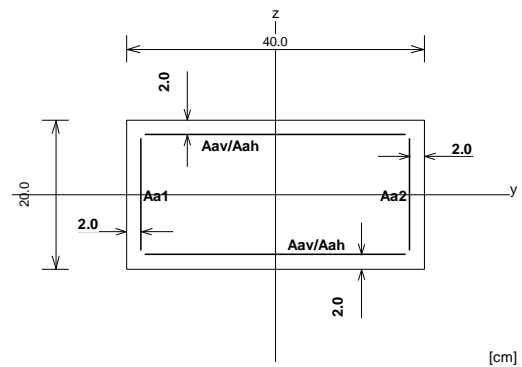


Reforzamiento longitudinal Grade 40
 Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90*I + 1.40*IV + -0.42*V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20*I + 1.20*II + 1.00*III + 1.40*IV + 0.42*V$

$M_{zu} = -1.88 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 0.21 \text{ kN}$
 $T_{yu} = -15.33 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.292/20.000 \%$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.24 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.46 \text{ cm}^2/\text{m}$

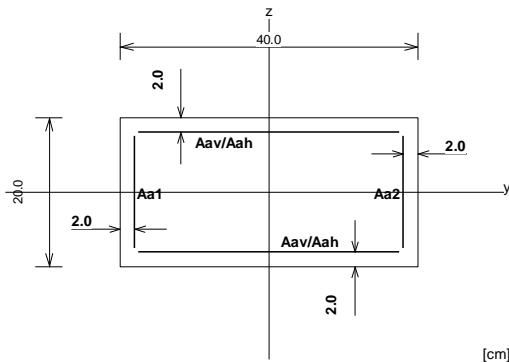
2 - 2 C 12/15



Reforzamiento longitudinal Grade 40
 Reforzamiento transversal Grade 40

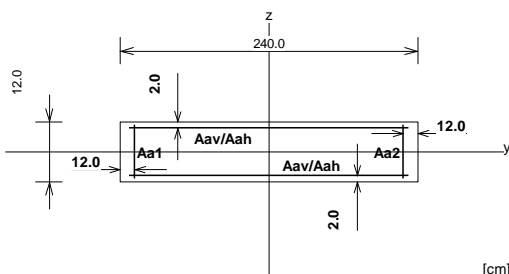
Combinación predominante para flexión:
 $1.40*I + 1.40*II$
 Combinación predominante para el cortante:
 $0.90*I + 1.40*IV + 0.42*V$

$$\begin{aligned}
 M_{zu} &= 4.29 \text{ kNm} \\
 N_{xu} &= -63.88 \text{ kN} \\
 T_{yu} &= -12.64 \text{ kN} \\
 \epsilon_b/\epsilon_a &= -1.043/20.000 \text{ ‰} \\
 A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 A_{ah} &= \pm 0.38 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

3 - 3 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

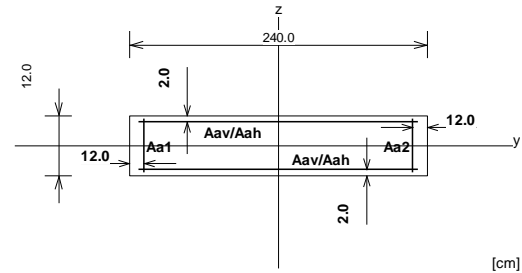
$$\begin{aligned}
 \text{Combinación predominante para flexión:} \\
 1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II \\
 \text{Combinación predominante para el cortante:} \\
 0.90 \cdot I + 1.40 \cdot VI \\
 M_{zu} &= 5.26 \text{ kNm} \\
 N_{xu} &= -69.06 \text{ kN} \\
 T_{yu} &= -12.03 \text{ kN} \\
 \epsilon_b/\epsilon_a &= -1.399/20.000 \text{ ‰} \\
 A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 A_{ah} &= \pm 0.37 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

4 - 4 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

$$\begin{aligned}
 \text{Combinación predominante para flexión:} \\
 1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II \\
 \text{Combinación predominante para el cortante:} \\
 1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + \\
 -0.42 \cdot V \\
 M_{zu} &= -27.83 \text{ kNm} \\
 N_{xu} &= -58.28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

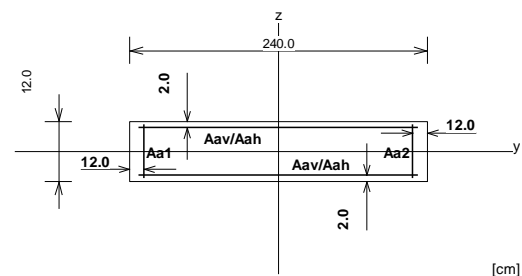
$$\begin{aligned}
 \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.232/20.000 \text{ ‰} \\
 A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 A_{ah} &= \pm 0.20 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

5 - 5 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

$$\begin{aligned}
 \text{Combinación predominante para flexión:} \\
 1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II \\
 \text{Combinación predominante para el} \\
 \text{cortante:} \\
 1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV \\
 + 0.42 \cdot V
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{zu} &= -37.65 \text{ kNm} \\
 N_{xu} &= -96.08 \text{ kN} \\
 T_{yu} &= -54.05 \text{ kN} \\
 \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.335/20.000 \text{ ‰} \\
 A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 A_{ah} &= \pm 0.26 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

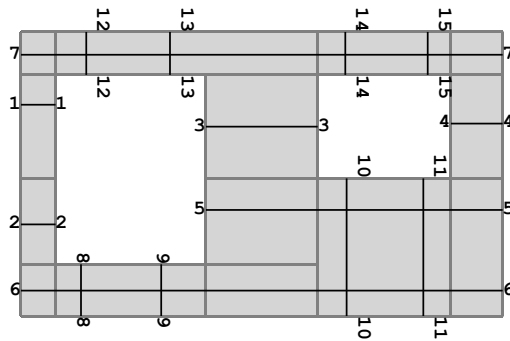
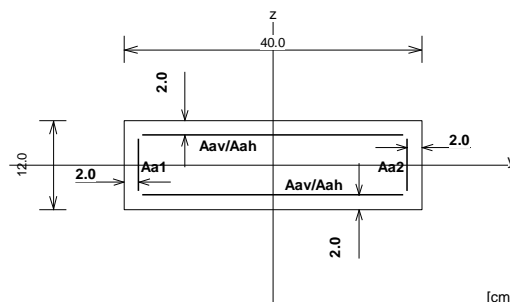
6 - 6 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

$$\begin{aligned}
 \text{Combinación predominante para flexión:} \\
 1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II \\
 \text{Combinación predominante para el} \\
 \text{cortante:} \\
 1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV \\
 + 0.42 \cdot V \\
 M_{zu} &= -22.55 \text{ kNm} \\
 N_{xu} &= -95.87 \text{ kN} \\
 T_{yu} &= -57.53 \text{ kN} \\
 \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.210/20.000 \text{ ‰}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{yu} &= -42.72 \text{ kN} \\ A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ah} &= \pm 0.28 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

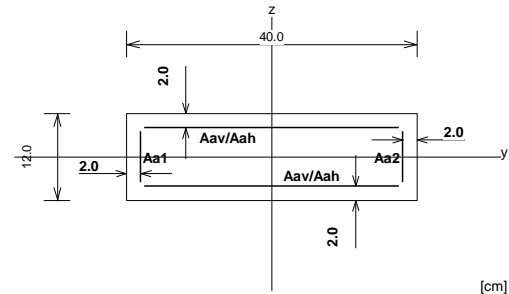
MARCO PARED EJE 7

1 - 1 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90 \cdot I + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$

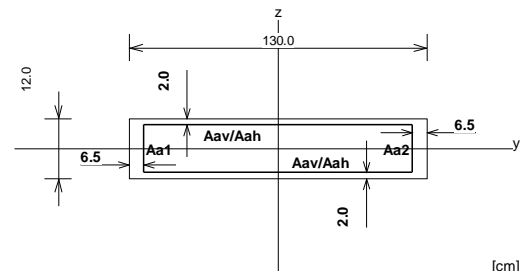
$$\begin{aligned} M_{zu} &= -1.15 \text{ kNm} \\ N_{xu} &= 2.58 \text{ kN} \\ T_{yu} &= 14.37 \text{ kN} \\ \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.292/20.000 \% \\ A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{av} &= \pm 0.21 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ah} &= \pm 0.41 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

2 - 2 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $0.90 \cdot I + -0.42 \cdot IV + -1.40 \cdot V$
Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$

$$\begin{aligned} M_{zu} &= -0.77 \text{ kNm} \\ N_{xu} &= 0.26 \text{ kN} \\ T_{yu} &= 16.28 \text{ kN} \\ \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.198/20.000 \% \\ A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ah} &= \pm 0.46 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

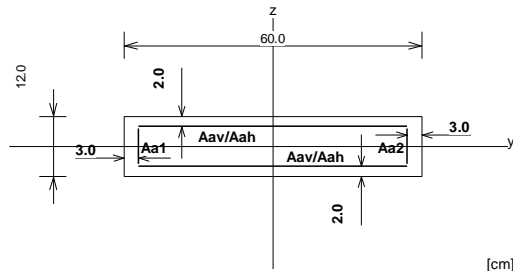
3 - 3 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II$
Combinación predominante para el cortante:

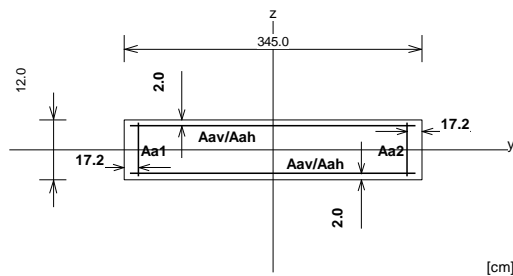
$1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

$$\begin{aligned} M_{zu} &= -1.26 \text{ kNm} \\ N_{xu} &= -72.05 \text{ kN} \\ T_{yu} &= 63.75 \text{ kN} \\ \epsilon_b/\epsilon_a &= -0.075/20.000 \% \\ A_{a1} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{a2} &= 0.00 \text{ cm}^2 \\ A_{av} &= \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{ah} &= \pm 0.57 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

4 - 4 C 12/15

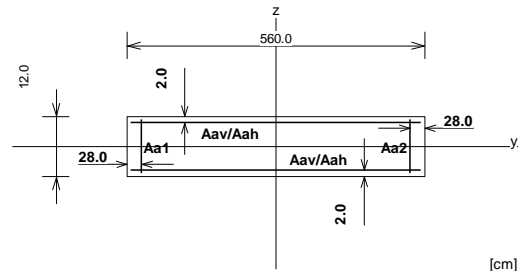
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = -1.26 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = -16.11 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 24.92 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.175/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.47 \text{ cm}^2/\text{m}$

5 - 5 C 12/15

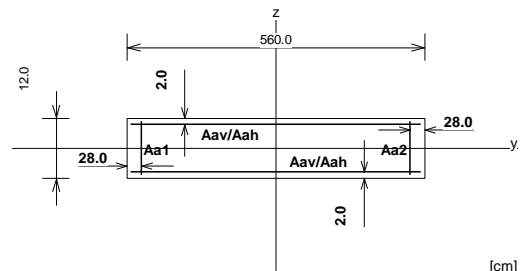
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = -58.75 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = -109.56 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 88.79 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.247/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.29 \text{ cm}^2/\text{m}$

6 - 6 C 12/15

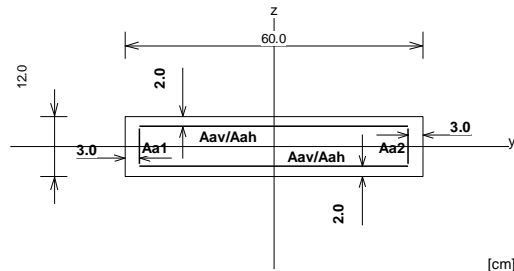
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = -2.54 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = -162.08 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 105.84 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.023/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.21 \text{ cm}^2/\text{m}$

7 - 7 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.40 \cdot I + 1.40 \cdot II$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = -8.46 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = -105.81 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 103.89 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.024/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.21 \text{ cm}^2/\text{m}$

8 - 8 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

$$M_{zu} = 4.33 \text{ kNm}$$

$$N_{xu} = 18.61 \text{ kN}$$

$$T_{yu} = 28.03 \text{ kN}$$

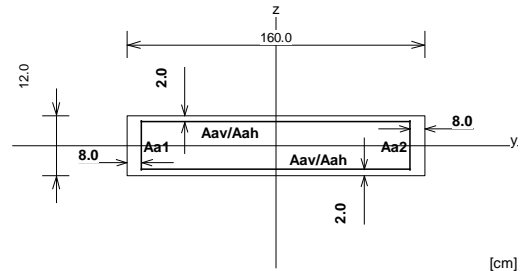
$$\epsilon_b/\epsilon_a = -0.467/20.000 \%$$

$$A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{av} = \pm 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ah} = \pm 0.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

10 - 10 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -0.42 \cdot IV + 1.40 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$

$$M_{zu} = 11.18 \text{ kNm}$$

$$N_{xu} = 0.18 \text{ kN}$$

$$T_{yu} = 47.51 \text{ kN}$$

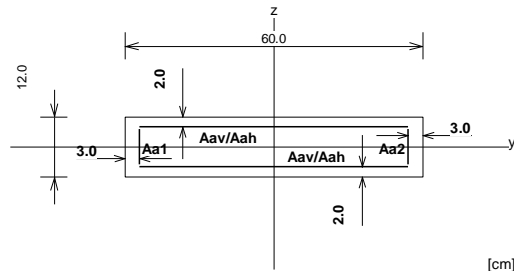
$$\epsilon_b/\epsilon_a = -0.182/20.000 \%$$

$$A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{av} = \pm 0.09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ah} = \pm 0.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9 - 9 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$

$$M_{zu} = 3.36 \text{ kNm}$$

$$N_{xu} = 19.06 \text{ kN}$$

$$T_{yu} = -48.14 \text{ kN}$$

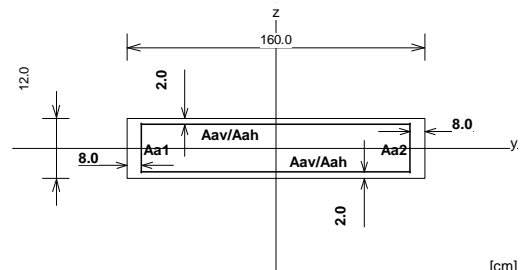
$$\epsilon_b/\epsilon_a = -0.354/20.000 \%$$

$$A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{av} = \pm 0.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ah} = \pm 0.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

11 - 11 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$

$$M_{zu} = 8.04 \text{ kNm}$$

$$N_{xu} = 4.32 \text{ kN}$$

$$T_{yu} = -52.12 \text{ kN}$$

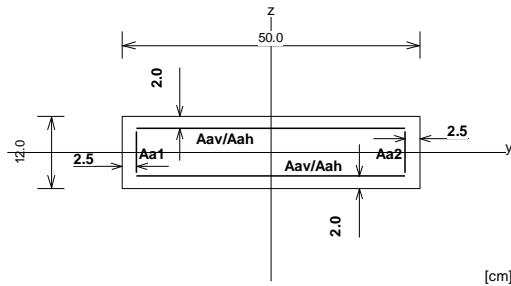
$$\epsilon_b/\epsilon_a = -0.128/20.000 \%$$

$$A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$$

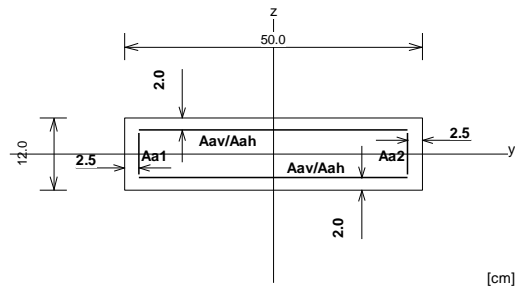
$$A_{av} = \pm 0.09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ah} = \pm 0.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

12 - 12 C 12/15

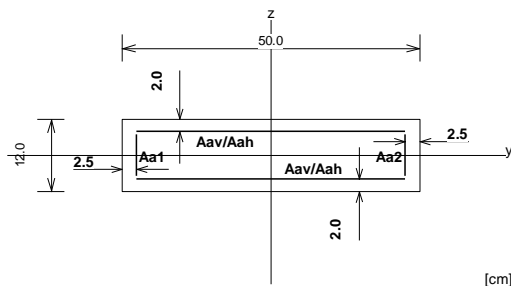
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = -2.11 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 11.30 \text{ kN}$
 $T_{yu} = -33.11 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.327/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.40 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$

14 - 14 C 12/15

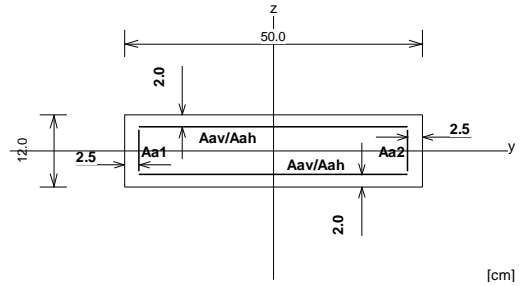
Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -0.42 \cdot IV + 1.40 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = 0.91 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 4.60 \text{ kN}$
 $T_{yu} = -27.51 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.144/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.17 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$

13 - 13 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 $M_{zu} = -3.33 \text{ kNm}$
 $N_{xu} = 23.81 \text{ kN}$
 $T_{yu} = 29.59 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.500/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.75 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.66 \text{ cm}^2/\text{m}$

15 - 15 C 12/15

Reforzamiento longitudinal Grade 40
Reforzamiento transversal Grade 40

Combinación predominante para flexión:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + -1.40 \cdot IV + 0.42 \cdot V$
 Combinación predominante para el cortante:
 $1.20 \cdot I + 1.20 \cdot II + 1.00 \cdot III + 1.40 \cdot IV + -0.42 \cdot V$
 $M_{\zeta u} = -2.12 \text{ kNm}$
 $N_{\zeta u} = 14.98 \text{ kN}$
 $T_{\psi u} = 14.54 \text{ kN}$
 $\epsilon_b/\epsilon_a = -0.321/20.000 \text{ ‰}$
 $A_{a1} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{a2} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_{av} = \pm 0.47 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $A_{ah} = \pm 0.32 \text{ cm}^2/\text{m}$