

TUES
1501
M294
1996
9.1

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION:

**MANUAL DE FUNDACIONES DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN
TIPOS DE SUELOS Y CONDICIONES DE TERRENO.**

PRESENTADO POR:

**GIL OSWALDO AGUIRRE RAMIREZ
HUGO STANLEY GUTIERREZ CHICAS
CARLOS AGUSTIN RAMIREZ FLORES
CARLOS ERNESTO REGALADO RIVAS**

15102009 15102009

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 1996

Recibido el 17/ sept. /96



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN

SECRETARIO GENERAL:

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

SECRETARIO:

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JULIO EDGARDO PONTELA DE VAREZ



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

TRABAJO DE GRADUACION PREVIO A LA OPCION
AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

**MANUAL DE FUNDACIONES DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN
TIPOS DE SUELOS Y CONDICIONES DE TERRENO.**

PRESENTADO POR:

**GIL OSWALDO AGUIRRE RAMIREZ
HUGO STANLEY GUTIERREZ CHICAS
CARLOS AGUSTIN RAMIREZ FLORES
CARLOS ERNESTO REGALADO RIVAS**

TRBAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COORDINADOR:

ING. ROGELIO ERNESTO GODINEZ GONZALEZ

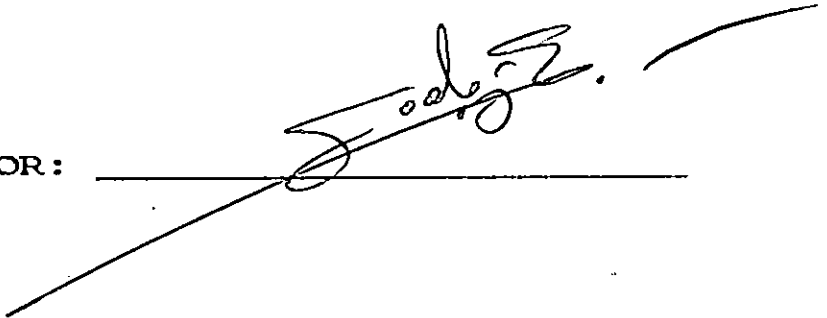
ASESOR:

ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA

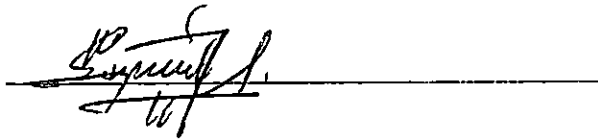
SAN SALVADOR, AGOSTO DE 1996.

TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

COORDINADOR Y ASESOR: _____

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal line. The signature is cursive and appears to be 'Rodrigo'.

ASESOR: _____

A handwritten signature in black ink, written over a horizontal line. The signature is cursive and appears to be 'Rodrigo'.

DEDICATORIA.

GRACIAS A DIOS : Por darme la felicidad de alcanzar una más de mis metas y la capacidad de desenvolverme durante el transcurso de la carrera.

A MIS PADRES : Gil Antonio Aguirre Polanco y Dora del Carmen Ramírez de Aguirre, por todo su sacrificio, amor y confianza brindado en todò momento.

A MIS HERMANOS : Oscar Wilfredo, Cristina y Dinora por todo el apoyo que me han dado para lograr esta meta.

A MI ESPOSA : Balbina, por el apoyo y comprensión que me ha proporcionado.

FAMILIARES Y AMIGOS:

Que me alentaron a seguir adelante hasta alcanzar la meta propuesta.

COLEGAS DE TRABAJO: Por el tiempo que proporcionaron al cubrirme en mis labores.

Gil Oswaldo.

DEDICATORIA

GRACIAS A DIOS : Por darme la oportunidad de obtener una más de mis metas y la capacidad de desenvolverme durante el transcurso de mi vida.

A MIS PADRES : Adan Gutiérrez Juárez y Rosa Evelia Chicas de Gutiérrez por darme su apoyo, confianza y fé.

A MIS HERMANOS: Gloria, Margoth, Edith y Carlos por su apoyo y confianza.

A MI ESPOSA : Lena María por todo su amor y apoyo.

Hugo Stanley.

DEDICATORIA

GRACIAS A DIOS : Por sus bendiciones en mi vida y permitirme lograr una de mis metas.

A MIS PADRES : Rafael Antonio Ramírez Castro y Zoila Gloria Flores de Ramírez por darme confianza, amor y sacrificio en todo momento.

A MIS HERMANOS : Rafael, Vilma y Oscar, por el apoyo que me brindaron.

A MI ABUELA : Tulia Amelia Flores de Escobar, por su gran apoyo y sacrificio en todo momento.

FAMILIARES Y AMIGOS:

Que me apoyaron en todo momento.

Carlos Agustín.

DEDICATORIA

- A DIOS TODOPODEROSO : Por estar siempre conmigo.
- A MI MADRE : María Ercilia Rivas, por el amor,
sacrificio y apoyo en todo momento.
- A MI HERMANA : Sandra Carolina, con cariño.
- A MIS ABUELOS : Mauro (Q.E.P.D.) y Carlota.
- A TIA ENMA : Eternamente Gracias.
- A MI NOVIA : Paty.
- FAMILIARES Y AMIGOS : Que siempre han estado conmigo.

Carlos Ernesto.

AGRADECIMIENTO.

Agradecemos a nuestros asesores Ing. Rogelio Ernesto Godínez González y al Ing. Mario Angel Guzmán Urbina por su gran apoyo, valioso tiempo y orientación profesional en la realización de este trabajo de graduación.

A todas aquellas personas, que de una u otra manera contribuyeron en la realización de este trabajo.

RESUMEN

En este trabajo de graduación "MANUAL DE FUNDACIONES DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN TIPOS DE SUELOS Y CONDICIONES DE TERRENO". Se exponen conceptos y descripciones de los diferentes tipos de suelos más comunes en el Area Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.), y se describen sus características físicas y mecánicas, siendo las más importantes el peso volumétrico del suelo (γ_s), el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (C), con el propósito de establecer las dimensiones y refuerzos de las fundaciones. Conocidas las características de los suelos y su importancia, se describen las teorías de los esfuerzos que sufre una masa de suelo de donde se establecen los requerimientos para la estabilidad de las fundaciones, es decir, el tipo de esfuerzo a que se somete el suelos y sus deformaciones, de donde se establece cuánto debe deformarse para que sea aceptable en la práctica del control de funcionamiento adecuado para no llegar a algún tipo de falla. Así, la teoría de capacidad de carga del Dr. Karl Terzaghi y sus criterios para dimensionar y reforzar las fundaciones se adoptan como práctica recomendable.

De estudios y pruebas de laboratorio y una base cartográfica se delimita el A.M.S.S., en cuatro zonas compuestas por suelos Limo-Arenoso (ML) y Arena-Limosa (SM), mostrando sus

características más importantes en la tabla I-19b del Capítulo I, para poder ser utilizados en los cálculos del diseño y dimensionamiento de las fundaciones propuestas.

Los posibles tipos de fundación principales como solución para cimentar las estructuras, soleras, zapatas y muros de retención, también son estudiados en detalle, identificado los tipos de fundación a diseñar, y de acuerdo a investigaciones de campo realizadas se opta por el diseño de zapatas y soleras para cinco tipos de vivienda popular hasta de dos plantas que son los más comunes en nuestro medio en las cuales se efectúan construcciones tipo de 4.0 m x 6.0 m ; 5.0 m x 10.0 m ; 6.0 m x 12.0 m ; 5.5 m x 8.9 m y 5.0 m x 15.0 m.. En adelante, en forma práctica se procede al análisis y cálculo de las soleras y zapatas de una vivienda tipo de 5.5 m x 8.9 m , detallando y ejemplificando en los casos típicos el proceso a seguir para el dimensionamiento y refuerzo, basado en los criterios del diseño estructural, en los parámetros de los suelos predominantes del A.M.S.S., cumpliendo con las recomendaciones del ACI/89 y requisitos del R.E.D.S.E.S. Para los muros, el dimensionamiento se calcula con los criterios de empuje de Rankine, utilizando los parámetros de los suelos del A.M.S.S. y condiciones del terreno en los casos más típicos y efectuándose exclusivamente para muros de mampostería de piedra y concreto reforzado.

Para efectos prácticos del uso inmediato para el tratamiento de casos similares a los aquí estudiados, se elaboran y proponen en las tablas y esquemas como ayudas de diseño, los resultados obtenidos de los cálculos de dimensiones y refuerzo en las soleras, zapatas y muros de retención. Que sirven para resolverlos más ágilmente, que puede traducirse en ahorros de tiempos, costos y prevenciones de procesos constructivos.

Para el uso de las tablas de ayuda de diseño, se presentan los pasos a seguir mediante un ejemplo práctico, aplicando los criterios, parámetros y consideraciones a respetar, así como tolerancias para poder utilizarlas.

Los resultados se analizan e interpretan con el fin de proponer dimensiones y refuerzo de cada uno de las fundaciones (soleras, zapatas y muros) para que sean utilizados como base de consulta en la práctica de las obras de fundaciones. Y que también sirva para consulta a comunidades, para realizar sus prácticas constructivas e ir resolviendo sus necesidades de desarrollo físico.

Se reconoce que en la práctica no ha habido apego a cumplir el reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico y también a trabajar muy empíricamente dimensionando y reforzando las

estructuras poniendo poca atención al tipo de suelo que se tiene. Por lo que los ejemplos ilustrativos ayudan a aclarar esta situación y las tablas de ayuda de diseño se recomiendan su uso en aplicaciones prácticas y suplir así los faltantes de este tipo de recurso para la práctica profesional con sentido ágil, seguro, económico y técnicamente comprobadas, garantizando estabilidad y funcionamiento.

INDICE GENERAL

CAPITULO I

"MARCO TEORICO"

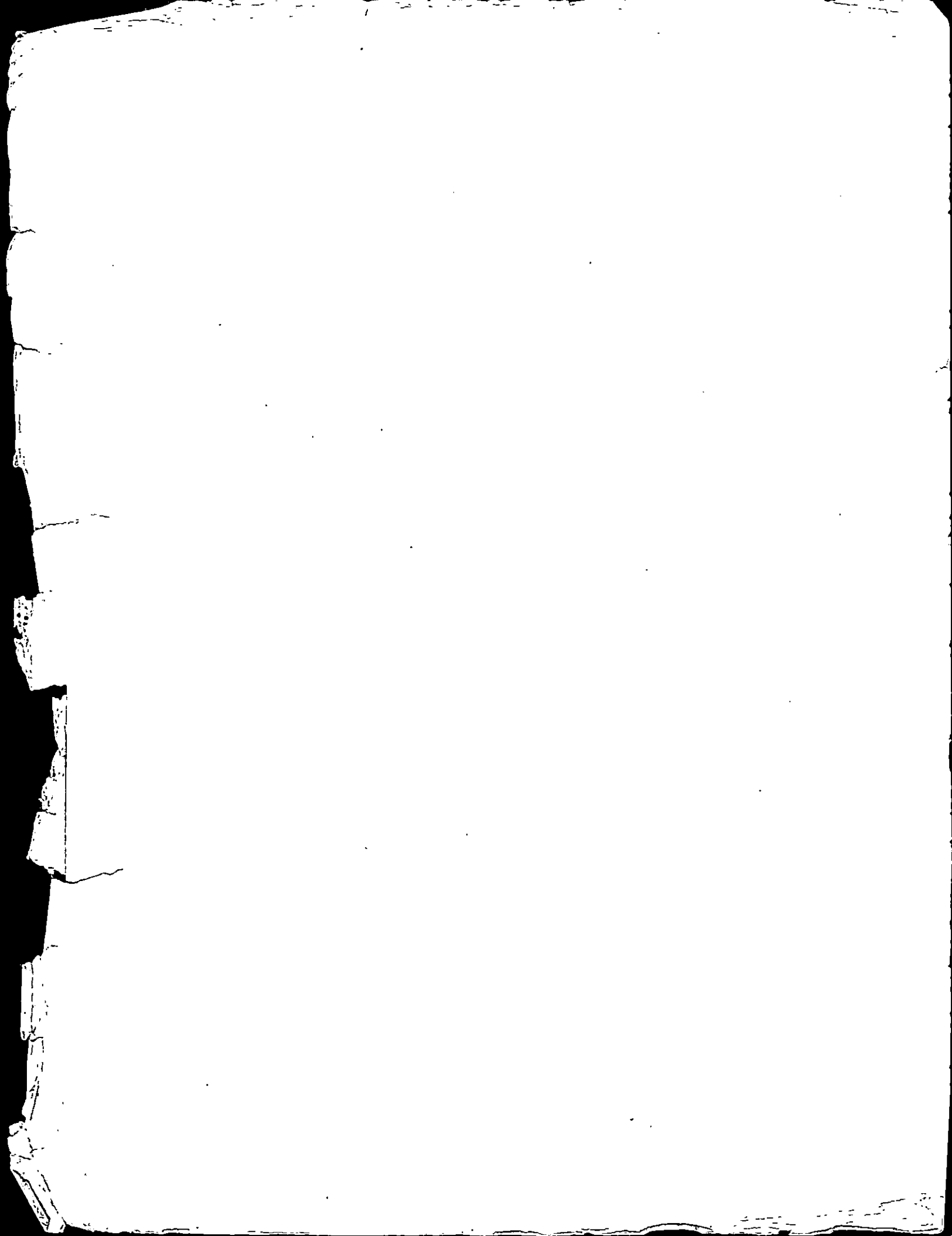
	PAG. NO
INTRODUCCION	1
OBJETIVOS	2
JUSTIFICACIONES	2
ALCANCES	3
LIMITACIONES	4
METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION A DESARROLLAR	4
DEFINICION Y ORIGEN DE LOS SUELOS	6
SUELOS CONVENCIONALES Y SUELOS NO CONVENCIONALES	7
SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO COHESIVOS	15
PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION	16
CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS Y LIMITES DE ATTERBERG	24
PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION	29
ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO	40
ESFUERZOS DEBIDO A CARGAS EN LAS SUPERFICIES	41
METODO DE NEWMARK	54
REQUERIMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE UNA FUNDACION	57
CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS PARA CIMENTACIONES DE LAS ESTRUCTURAS	64
CRITERIOS PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE	74

	PAG. NO
CALIDAD DEL SUELO	78
CASOS POSIBLES DE CIMENTACION	85
TIPOS DE CIMENTACION	85
COMO ESCOGER LA CIMENTACION MAS ADECUADA	86
SOLERAS DE FUNDACION	90
ZAPATA	92
MUROS	98
FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LOS MUROS	(109)
PILOTES	111

CAPITULO II

"METODOS, CRITERIOS Y PROCESOS PARA EL CALCULO DE LAS FUNDACIONES"

INTRUDUCCION	115
SOLERAS DE FUNDACION	116
ZAPATAS	140
CALCULO DEL CORTANTE BASAL	151
CALCULO DE REIGIDECES RELATIVAS DE VIGAS Y COLUMNAS	153
CENTRO DE MASA	156
CENTRO DE CORTANTE	159
CALCULO DE MARCOS CARGADOS	160
EJEMPLO DEL CALCULO DE ZAPATA	184
MUROS DE RETENCION	195



	PAG. N ^o
TIPOS DE MUROS	195
PROCEDIMIENTOS Y CALCULO DE LOS MUROS	197
FUERZAS Y PRESIONES QUE INTERVIENEN PARA LA ESTABILIDAD DE LOS MUROS	198
MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA	220
MURO CON CONTRAFUERTE	220
EJEMPLO DE CALCULO DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA	225
EJEMPLO DE CALCULO DE MURO DE CONCRETO REFORZADO	236
EJEMPLO DE CALCULO DE MURO DE MAMPOSTERIA REFORZADA	253

CAPITULO III

"TABLAS DE AYUDA A DISEÑO"

INTRODUCCION	263
SOLERAS	264
CRITERIOS Y PARAMETROS	264
USO DE TABLAS	266
EJEMPLO PRACTICO	268
TABLA DE AYUDA DE DISEÑO DE SOLERA	269
ZAPATAS	270
CRITERIOS Y PARAMETROS	270
USO DE TABLAS	274
EJEMPLO PRACTICO	276
TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO	278

	PAG. N ^o
MUROS	292
CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL CALCULO DE LOS MUROS .	294
USO DE TABLAS DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA	297
USO DE TABLAS	298
EJEMPLO PRACTICO	299
USO DE TABLA DE MURO DE CONCRETO REFORZADO	302
USO DE TABLAS	304
EJEMPLO PRACTICO	305
RELLENO DE MUROS DE RETENCION	307
REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LA PROTECCION DE MUROS DE RETENCION	308
TABLA DE AYUDA DE DISEÑO	310
ANALISIS DE RESULTADOS DE SOLERAS, ZAPATAS Y MUROS . . .	368

CAPITULO IV

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"

CONCLUSIONES	379
RECOMENDACIONES	383
REFERENCIA GENERAL	386
BIBLIOGRAFIA	388
ANEXOS	390

INDICE DE TABLAS

CAPITULO I

Nº		PAG. Nº
I-1	TAMAÑO DE LAS ARENAS	8
I-2	TAMAÑO DE LAS PARTICULAS DE SUELO	14
I-3	CONTENIDOS DE HUMEDAD	21
I-4	POROSIDAD, RELACION DE VACIOS Y PESO UNITARIO DE SUELOS TIPICOS EN ESTADO NATURAL	23
I-5	GRADOS DE PLASTICIDAD	27
I-6	CONSISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS, A PARTIR DE LA PRUEBA DE PENETRACION STANDARD	28
I-7	CONSISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS A PARTIR DE PRUEBA S.T.P.	29
I-8	CLASIFICACION DE LOS SUELOS DE ACUERDO A SU COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	31
I-9	PROPIEDADES SEGUN TIPO DE SUELO	35
I-10	REGISTRO DE CARGAS EN UNA PRUEBA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	38
I-11	VALORES DE I PARA LOS ESFUERZOS VERTICALES DEBAJO DE UNA ESQUINA SEGUN FADUM	49
I-12	VALORES DE I PARA LOS ESFUERZOS VERTICALES DEBAJO DE UN AREA CIRCULAR SEGUN FADUM	52
I-13	ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES	59
I-14	ASENTAMIENTOS TOTALES	59

Nº		PAG. Nº
I-15	CAUSAS DEL ASENTAMIENTO	63
I-16	PRESIONES ADMISIBLES RECOMENDABLES EN ARCILLAS DE DIFERENTES CONSISTENCIAS	72
I-17	VALORES DE N_c , SEGUN SKEMPTON	74
I-18	FRICCION LATERAL SEGUN TIPO DE SUELO	76
I-19a	PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS, SEGUN ZONA DEL A.M.S.S., VALORES MAXIMOS Y MINIMOS .	83
I-19b	PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS, SEGUN ZONA DEL A.M.S.S., VALORES PROMEDIOS	84
TABLA A	ECUACIONES DE CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN TIPO DE ZAPATA Y LA FALLA POR ESFUERZO CORTANTE EN EL SUELO-TERZAGHI	77
TABLA B	CUADRO DE RESUMEN DE FUNDACIONES	114

CAPITULO II

II-1	TABULACION DE FUNCIONES $f_1(u)$, $f_2(u)$ y $f_3(u)$	123
II-2	CARGAS DE DISEÑO	141
II-3	EVALUACION DEL CENTRO DE MASA	158
II-4	COEFICIENTES DE ACELERACION SISMICA	202
II-5	VALORES DE K_0 , SEGUN TIPO DE SUELO	214

CAPITULO III

Nº	PAG. Nº
III-1 AYUDA DE DISEÑO DE SOLERAS DE FUNDACION	269
III-2 RANGOS DE CONSTRUCCIONES TIPO	277
III-3 A III-16 TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO PARA ZAPATAS	278-291
III-17 A III-74 TABLAS DE AYUDA PARA DISEÑO DE MUROS	310-367
III-75 VARIACION DE DIMENSIONES Y REFUERZOS DEBIDO A LA CARGA APLICADA	370
III-76 RELACIONES DE b/H_o Y h_f/H_o DE MUROS DE PIEDRA . .	372
III-77 RELACION DE b/H_o Y h_f/H_o DE MUROS DE PIEDRA . . .	372
III-78 RELACION DE ALTURA Y BASE DEL MURO, PARA ARENAS .	374
III-79 RELACION DE h_f/H_o	276
III-80 COMPARACION DE VOLUMENES DE MUROS	377

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO I

I-1 SIMBOLOS PARA REPRESENTAR A LOS SUELOS	16
I-2 FASES DE UN SUELO	18
I-3 LIMITES DE ATTERBERG	25
I-4a FALLA POR CORTE	33
I-4b CIRCULOS DE MOHR	33

Nº	PAG. Nº
I-5	39
I-6a-b	40
	43
I-7	44
I-8	46
I-9a	47
I-9b	52
I-10	53
I-11	54
	56
I-12	61
I-13	62
	65
I-14a	66
I-14b	66
	67
I-15	65
I-16	66
I-17	66
I-18	67

I-19	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA APLICACION DE LA TEORIA DE TERZAGHI	68
I-20	ZONIFICACION DEL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (A.M.S.S.)	82
I-21	TIPOS DE CIMENTACION	89
I-22	CIMENTACION POR PILOTES	89
I-23	TIPOS DE SOLERAS	91
I-24	ZAPATA DE MURO DE CARGA	93
I-25	ZAPATA AISLADA	94
I-26	ZAPATA COMBINADA	95
I-27	ZAPATA EN VOLADIZO	96
I-28	LOSA DE CIMENTACION	97
I-29	MURO DE FUNDACION	98
I-30	SECCION DE MURO Y SUS ELEMENTOS PRINCIPALES	99
I-31	TIPOS DE MUROS	100
I-32 a , b y c	MUROS SENCILLOS	101
I-33	MUROS CON CONTRAFUERTE	103
I-34a	MUROS DE GAVIONES	105
I-34b	GAVIONES	105
I-35	MUROS EN VOLADIZO DE CONCRETO REFORZADO	107
I-36	MURO DE CONTRAFUERTE	108
I-37	PERFIL DE UN MURO DE REVESTIMIENTO	108
I-38	FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LOS MUROS	110

CAPITULO II

Nº		PAG. Nº
II-1	PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE UNA SOLERA ELASTICA	116
II-2	DISTRIBUCION DE PRESIONES DEL SUELO A UNA SOLERA RIGIDA	119
II-3	DISTRIBUCION DE PRESIONES DEL SUELO DE UNA SOLERA ELASTICA	120
II-4	DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA SOLERA ELASTICA . . .	122
II-5	DIAGRAMA DE PRESION SOBRE UNA SOLERA RIGIDA . . .	124
II-6	DIAGRAMA DE ORIGEN DE COORDENADAS DE LAS FUNCIONES DE ESFUERZOS EN UNA SOLERA ELASTICA	125
II-7	DIAGRAMAS DE ESFUERZOS EN LA SOLERA	132
II-8	DIAGRAMA DE REFUERZO VERTICAL (ESTRIBOS) OBTENIDOS EN EL CALCULO DE SOLERA	138
II-9	DIAGRAMA DE REFUERZO VERTICAL (ESTRIBOS) QUE MUESTRA LAS CARGAS REALES	139
II-10	EMPUJES DE TIERRA SOBRE UN MURO	198
II-11	FUERZAS DINAMICAS	202
II-12	EMPUJES ADICIONALES EN UN MURO POR EFECTO DE LA SOBRECARGA SOBRE EL SUELO	203
II-13	FUERZAS SOBRE UN MURO	204
II-14	DIENTE DE UN MURO	208
II-15	SISTEMA EQUIVALENTE DE FUERZAS	210

Nº	PAG. Nº
II-16 EXCENTRICIDAD EN UN MURO	211
II-17 MURO DISEÑADO CON MUERTO	212
II-18 FUERZAS ACTUANTES EN UN MUERTO	213
II-19 TENSOR	215
II-20 FUERZAS QUE ACTUAN EN UN MURO DE CONCRETO REFORZADO	218
II-22 DIAGRAMA DE ESFUERZOS SOBRE LA BASE DE UN MURO . .	219
II-23 MUROS DE CONCRETO CON CONTRAFUERTE	221
II-24 DIMENSIONES DE BASE DE LA ZAPATA DE MURO	222
II-25 PANTALLA EMPOTRADA EN LOS CONTRAFUERTE	223

CAPITULO III

III-1 CONSTRUCCIONES TIPO	273
III-2 ESQUEMA DEL ESPACIAMIENTO ENTRE COLUMNAS EN LAS CONSTRUCCIONES TIPO	277
III-3 A III-14 ILUSTRACIONES DE DIMENSIONES DE MUROS	294-371
III-15 PERFIL DE PANTALLA DE MURO DE CONCRETO	374
III-16 PERFIL DE PANTALLA DE MURO DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA	375
III-17 DIMENSIONES DE TALON DE MURO DE CONCRETO REFORZADO	376.

SIGLAS Y ABREVIATURAS.

- R.E.D.S.E.S. : Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico
de la República de El Salvador.
- A.M.S.S. : Area Metropolitana de San Salvador.
- A.S.T.M. : American Standard Testing Materials.
- A.C.I. : American Concrete Institute.
- S.U.C.S. : Sistema Unificado de Clasificación de
Suelos.

SIMBOLIGIA.

$f'c$:	Resistencia a la compresión del concreto
f_y	:	Resistencia a la fluencia del refuerzo
V_b	:	Cortante basal
I	:	Coefficiente de importancia
E	:	Coefficiente de estructuración
Z	:	Coefficiente de zonificación
D	:	Coefficiente de reducción
ΣW_s	:	Peso sísmico del edificio (sumatoria)
T	:	Período elástico fundamental de vibración
h_n	:	Altura total del Edificios en mt. medidos desde la base hasta el nivel n.
R_i	:	Rigidez del marco
ΣR_i	:	Suma de rigideces de marcos paralelos a V_i
V_i	:	Distribución del cortante basal en altura
E_c	:	Módulo de elasticidad del concreto
F_i	:	Fuerza cortante del entrepiso
F_+	:	Fuerza concentrada en la cubierta o fuerza de látigo
CM	:	Carga muerta
CV	:	Carga vertical
P_u	:	Carga última
M_M	:	Momento de la carga muerta
M_V	:	Momento de la carga vertical

M_U	:	Momento último
M_S	:	Momento debido a carga sísmica
W_L	:	Peso de la carga muerta
W_D	:	Peso de la carga viva
K_V	:	Rigidez de viga
K_C	:	Rigidez de columna
x_{cc}	:	Coordenada en x del centro de cortante
y_{cc}	:	Coordenada en y del centro de cortante
x_m	:	Coordenada en x del centro de masa
y_m	:	Coordenada en y del centro de masa
σ_{max}	:	Esfuerzo máximo
M_{BI}	:	Momento de empotramiento izquierdo
M_{BD}	:	Momento de empotramiento derecho
Z	:	Zona.
TS	:	Tipo de suelo.
γ_p	:	Peso volumétrico de la mampostería de piedra.
γ_{sn}	:	Peso volumétrico del suelo natural.
ϕ_n	:	Angulo de fricción natural del suelo.
C	:	Cohesión del suelo.
γ_s	:	Peso volumétrico del suelo (relleno) recomendado.
ϕ	:	Angulo de fricción del suelo (relleno) recomendado.
β	:	Angulo de inclinación del relleno.
w	:	Sobrecarga.
$N_c, N_q, N\gamma, N'_c, N'_q$ y $N'\gamma$:	Factores de capacidad de carga

Q_{adm} : Capacidad de carga admisible del suelo
 D_x : Nivel de desplante de la fundación
 HL : Altura libre del muro.
 H_o : Altura del muro.
 H_x : Altura de desplante del muro.
 c : Ancho de corona del muro.
 b : Base del muro.
 P : Puntera del muro.
 m : Base del respaldo.
 t : Talón del muro.
 h_1 : Altura del pie del muro.
 h_2 : Altura del respaldo.
 γ_c : Peso volumétrico del concreto
 L_d : Longitud del desarrollo
 d : Recubrimiento
 h : Altura de pantalla
 h_1 : Altura de base
 $A_{s(P)}$: Refuerzo de puntera
 $A_{s(PL)}$: Refuerzo longitudinal de puntera
 $A_{s(t)}$: Refuerzo de talón
 $A_{s(tL)}$: Refuerzo longitudinal de talón
 $A_{s(PE)}$: Refuerzo de pantalla externa
 $A_{s(PEL)}$: Refuerzo longitudinal de pantalla externa
 $A_{s(PI)}$: Refuerzo de pantalla interna
 $A_{s(PI L)}$: Refuerzo longitudinal de pantalla interna.

INTRODUCCION GENERAL .

En este trabajo de graduación se ha tratado de plantear un manual de ayudas de diseño, con el objeto de que sea útil para el diseño racional de las estructuras en las aplicaciones practicas. Se hace con sustentación de criterios técnicos y parámetros reales, aplicados. A efecto de dar aplicaciones más típicas que se tienen en la practica, se ilustran los ejemplos para el caso de soleras, zapatas y muros de retención, elaborando tablas, con el fin de que el usuario pueda disponer de ellas, para que el diseño sea ágil y económico y seguro. En cada caso, soleras, zapatas y muros, se hace un ejemplo de cómo usar las tablas, esto lleva a que se pueda detectar, no solo las aplicaciones, si no, el uso del manual desde la práctica que se ha realizado cuando se cumple con el R.E.D.S.E.S. y el ACI/89. En tal sentido se dan algunas recomendaciones que puedan ser útiles en el estudio y el diseño de fundaciones. Entonces si el planteamiento ha sido posible y los objetivos cumplidos, éste manual puede cumplir las finalidades planteadas como proyecto, se espera que sea útil al usuario técnico y al no técnico.

CAPITULO I

"MARCO TEORICO".

INTRODUCCION.

Se definen y describen los diferentes tipos de suelos, las características físicas y mecánicas de los suelos que sirven para cimentar las fundaciones de las estructuras, en especial las características que intervienen en la estabilidad de las estructuras de fundación. En este capítulo, se establecen los conceptos y criterios de las teorías de los esfuerzos que sufren los suelos debido a las cargas que transmiten las fundaciones.

También se establecen los fundamentos para la estabilidad de las fundaciones, que depende principalmente de la capacidad de soporte del suelo de cimentación. Esta capacidad de soporte del suelo se determina mediante los criterios expuestos en la teoría de capacidad de carga de los suelos del Dr. K. Terzaghi.

Para la aplicación de los conceptos y criterios de las teorías que aquí se describen, se hace uso de un mapa unificado de zonificación por tipos de suelo y características físicas y mecánicas * y se delimita la zona donde será aplicable el diseño de la fundación según lo ilustran los ejemplos y tablas de este Manual.

* Ver Caledonio ref.5 y Cabrera y Trejo ref.9

De los datos obtenidos en estudios realizados en los suelos predominantes en el A.M.S.S., las tablas, muestran los parámetros más importantes de los suelos predominantes en el A.M.S.S. Además se muestran los tipos más comunes de fundaciones utilizadas en el A.M.S.S. como lo son: Solera de fundación, zapatas, muros de retención (de mampostería de piedra, concreto reforzado, mampostería reforzada).

OBJETIVOS.

- Plasmar criterios y parámetros para el diseño de fundaciones como el diseño mismo de los casos que se consideren.

- Presentar casos con sus problemas específicos, más usuales y su respectiva solución que se dan en la práctica de ingeniería de fundaciones, para estructuras en proyectos de obras de tipo horizontal y de un nivel, al igual que para muros de fundación y pilotes.

JUSTIFICACIONES.

La necesidad que existe de disponer de una información adecuada y funcional sobre detalles de fundaciones que den solución a los diferentes problemas que se dan en nuestro medio

en el área de la construcción, ya que el diseño y cálculo de fundaciones solo es elaborado por especialistas. Incurriendo en más costo, tiempo y dependencia constructiva.

Normar la construcción de viviendas en el uso adecuado de las fundaciones que dan como resultado una mejor eficiencia.

ALCANCES.

Que este manual sirva como base de consulta en la práctica de las obras de fundaciones en las construcciones o infraestructuras existentes.

Difundirlo como manual de consultas para estudiantes técnicos, profesores, institutos tecnológicos y constructores en el desarrollo de obras de infraestructura como:

- Urbanizaciones
- Edificios
- Obras civiles de alguna importancia
- Obras de protección y de contención
- Obras correctivas en algunos problemas específicos.

Que este manual sirva también para consulta a los proyectos de comunidades para realizar sus prácticas constructivas e ir resolviendo sus necesidades de desarrollo físico.

LIMITACIONES.

A falta de información de los casos prácticos donde las condiciones son más desfavorables se tratará de presentar los casos en los que no se han detallado en ningún documento bibliográfico pero que si se han observado en el campo.

Su redacción se hará con teoría simple y elemental, de tal manera que sea accesible a toda persona que desee construir usando principios y cálculos pequeños.

METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION A DESARROLLAR.

Se recopilará toda información bibliográfica referente al suelo, fundaciones y la relación entre ambos.

Analizando la información obtenida, se expresará lo más sencillo posible, en forma tal, que la pueda comprender todo aquel que haga uso de este manual en cuanto a las formas y características de los tipos de fundación, estas se obtendrán en base a estudios realizados y experiencias obtenidas por personas que incurren en el ámbito constructivo.

El análisis y tipificación de las fundaciones se hará en base a materiales, equipo y sistemas constructivos de nuestro medio, al mismo tiempo se hará en base a los reglamentos existentes en el país (REDSSES Y ACI-89).

Haciendo comparaciones de eficiencia y costos de las fundaciones que se construyen en forma empírica con los diseños, teóricos, se clasificarán los tipos y formas de fundaciones más adecuadas dependiendo de la edificación y el tipo de suelo.

Luego de haber analizado, comparado y clasificado se representará la información mediante un manual teórico práctico con ejemplos e ilustraciones de experiencias comunes en el campo de la construcción.

DEFINICION Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos provienen de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas, provocada por la acción de agentes como por ejemplo el sol, el viento, la carbonatación y la hidratación y de los residuos de las actividades de los seres vivos (Crespo 1993. Ref.6). Es decir, del intemperismo o meteorización y la alteración que origina los suelos inorgánicos.

Los suelos orgánicos se originan de los restos de vegetación y otros restos orgánicos al ser descompuestos por la acción de los microorganismos para su propia nutrición, dejando como residuos partículas finas denominadas humus, que se mezclan en diferentes proporciones con las partículas minerales y de esa manera se forman estos suelos.

El suelo contiene una amplia variedad de materiales como gravas, arenas y mezclas arcillosas; arenas con limos, arcillas de los depósitos aluviales, arcillas marinas y arenas de las playas de la costa.

Las rocas, por meteorización llegan a convertirse en suelo, estas son:

- 1- Rocas ígneas: resultan del enfriamiento y endurecimiento del magma fluido que sale del interior

de la corteza terrestre.

- 2- Rocas sedimentarias: provienen de la desintegración de otras rocas existentes en la superficie terrestre, la mayoría han sido transportadas por los agentes físicos y depositadas en forma de grandes acumulaciones formando grandes depósitos.
- 3- Rocas metamórficas: son rocas ígneas o sedimentarias que han sufrido variadas transformaciones como en textura, mineralogía, química, u otra. Han sufrido metamorfosis en su estructura interna y externa.

Entre los factores o agentes que contribuyen a la formación de los suelos a partir de la cual adquieren sus características físicas y mecánicas están los siguientes: El agua (ríos, mareas) y el viento, la topografía del lugar, el clima (la temperatura), el volcanismo (propio del país), el hombre, los movimientos sísmicos o telúricos (tectónicos).

SUELOS CONVENCIONALES Y SUELOS NO CONVENCIONALES

SUELOS CONVENCIONALES

Son conocidos los siguientes grupos y tipos:

- (a) Grava. Son fragmentos de roca cuyos tamaños van de 2mm

a 250 mm. Los tamaños son variados, de formas redondeadas o angulares. Se encuentran combinadas con otros tipos de suelo y habrá que darles tratamiento como a los cantos gruesos.

- b- Arenas. Son pequeñas partículas de forma redondeadas o angulosas que proceden de rocas disgregadas. Al describirlas se suele adoptar la clasificación arbitraria, de la tabla I-1.

TABLA I-1

Tamaño de las Arenas

TIPO DE ARENA	DIAMETROS
arena fina	0.05 - 0.25 mm
arena media	0.2 - 0.6 mm
arena gruesa	2.0 - 2.5 mm

Adaptada de Juarez Badillo 1973 Ref 7

Estas se constituyen en suelos que no tienen cohesión, estando limpias no se contraen al secarse, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

Las arenas limosas o materiales arenosos normalmente son buenos para cimentación. Sin embargo, cuando la arena es muy fina y suelta disminuye su resistencia y capacidad de soportar cargas. Son suelos con granulometría de diámetros pequeños que de acuerdo con la clasificación del S.U.C.S., hay arenas gruesas y finas. Los suelos arenosos como el limo arenoso (ML), arena limosa (SM), arenas puras, etc., son muy susceptibles a los problemas de erosión, socavación, tubificación y a disminuir rápidamente su resistencia. Es frecuente encontrarlas en San Salvador y sus alrededores. Este tipo de suelo se mejora con un tratamiento ligante y confinante, de esta forma se vuelve apto para cimentación.

c- Limos. Son suelos compuestos de partículas muy finas con poca o ninguna plasticidad cuyos diámetros varían de 0.05 a 0.005 mm aproximadamente. Los limos orgánicos generalmente se encuentran mezclados con materia orgánica finamente dividida, de olor desagradable si está contaminada.

Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas a través de las estructuras de cimentación.

La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y

su compresibilidad muy alta. Los limos, de no encontrarse en estado denso, no se consideran buenos para cimentar (Ej. los talpetates *) en espesor grueso, son buenos para cimentar. Son suelos de partículas muy finas que a veces pueden confundirse con la arcilla, debido a que algunos presentan cierta plásticidad por asociaciones arcillosas, lo cual modifica su típico comportamiento, en relación a la consistencia, resistencia y capacidad de carga; aunque esta plásticidad se puede disminuir combinandolo con un suelo arenoso. Algunas veces un suelo limoso está contaminado con materia orgánica y esto causa que el suelo sea inestable, por lo que habrá que darles un tratamiento que los mejore combinando con otros suelos (selectos) sin materia orgánica y estabilizandolo mediante compactación y otro material apropiado de aditamento.

d- Arcillas: Están compuestas de partículas finas generalmente en forma de laminillas o escamas cuyos diámetros llegan a ser menores que 0.005.

Las arcillas se vuelven plásticas cuando se humedecen,

* *También conocidos con el nombre genérico de talpuja, que son tufas o tobas en proceso de endurecimiento. Fenómeno conocido como litificación.*

pero pierden la plasticidad y se contraen, al secarse. Presentan marcada cohesión según su humedad, son compresibles y al aplicárles una carga en su superficie se comprimen lentamente.

Este suelo se vuelve plástico cuando se humedece pero pierde esta propiedad al secarse y se vuelve quebradizo; es muy sensible a los cambios volumétricos y a las contracciones principalmente, perdiendo su resistencia y capacidad de carga. Así que para disminuir su plasticidad, se puede combinar con otro suelo arenoso y estabilizarlo mediante compactación. Cuando las arcillas se utilizan como suelo de cimentación se debe controlar su contenido de humedad ya que son muy susceptibles a los cambios volumétricos cuando se saturan o se secan.

(e-) Tierra Vegetal. Es una mezcla de arena, limo o arcilla; o una combinación de cualquiera de ellos, además de materia orgánica. La tierra vegetal no es útil para cimentar. *

Deberá removerse totalmente y sustituirla por suelo sano sin materia orgánica, la arena limosa es ideal

* Para una construcción provicional o muy liviana, por Ej. pequeñas bodegas y de larga duración se podrá usar pero con tratamiento previo.

para éste tipo de sustitución.

- f- Turba. Es suelo constituido por materia orgánica parcialmente descompuesta. La turba es inservible en suelos de cimentación o como material de relleno.

SUELOS NO CONVENCIONALES

Son suelos que no han sido incluidos en los sistemas de clasificación conocidos; en su mayoría han sido producto de la acción del medio ambiente y acumulaciones de la mano del hombre como los que a continuación se describen:

- a- Gumbo. Es suelo muy fino parecido a las arcillas. Generalmente libre de arena y que parece cera a la vista, es pegajoso cuando se humedece, muy plástico y esponjoso. Es un material difícil de trabajar y es malo para la cimentación.
- b- Lodo orgánico. Es una mezcla de materia orgánica y materiales térreos (Ej. suelos inorgánicos). El lodo orgánico, en forma directa es inservible en suelos de cimentación.

c-

Materiales artificiales. La mayor fuente de estos materiales son los desechos de toda clase como los derivados de procesos industriales, y las más heterogéneas acumulaciones de desechos domésticos, escombros de demoliciones y desechos metálicos. Se considera que estos son desalojados en zonas donde no se harán construcciones futuras, en zonas controladas como los rellenos sanitarios.

Los suelos no convencionales o formados por el medio ambiente y la mano del hombre, el más común es el que está conformado de desechos que van de los más uniformes hasta la más heterogénea acumulación de basura tanto doméstica como industrial.

Se considera que éstos suelos son desalojados en zonas donde no se harán construcciones futuras pero en el caso particular de la Ciudad de San Salvador dada la escasez de áreas para la construcción de vivienda obliga a que estas zonas sean utilizadas para estos propósitos,* lo que constituye un reto para mejorar sus propiedades físicas y mecánicas y de esta forma

* *Las áreas que se habilitan para estos propósitos las hay de dos tipos, botaderos de ripio y botaderos de basura, ambos son controlados y autorizados por la Alcaldía de San Salvador.*

ofrecer seguridad a las estructuras que sobre ellos se edifiquen por muy sencillas que estas fueren.

Según el sistema unificado de clasificación para suelos (SUCS), inventado por el Dr. A. Casagrande y de acuerdo a las normas de la ASTM el tamaño de las partículas de los suelos descritos es el que se indica en la tabla I-2.

TABLA I-2

Tamaño de las partículas de suelo

Término descriptivo	Pasa por tamiz No.	Retenida por el tamiz No.	Margen de tamaños (mm)
Arcillas	200	Análisis con	0.006
Limo	200	hidrómetro	0.006 a 0.074
Arena fina	40	200	0.074 a 0.420
Arena media	10	40	0.420 a 2.000
Arena gruesa	4	10	2.000 a 4.760
Grava fina	...	4	4.760 a 19
Grava, gruesa	19 a 76
Canto rodado	76 a 305
Canto grueso	> 305

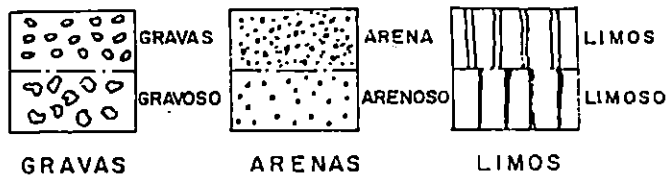
Adaptada de Sower 1983. Ref. 3

SUELOS COHESIVOS Y SUELOS NO COHESIVOS

Una característica que hace muy distintivos a los diferentes tipos de suelos es la cohesión. Debido a ella se clasifican en "cohesivos" y "no cohesivos". En los suelos cohesivos la propiedad de atracción intermolecular hace que sus partículas se mantengan muy unidas entre sí, como las arcillas formando dipolos. Los suelos no cohesivos o friccionantes están formados por partículas duras de diversos diámetros en forma suelta o muy sueltas como las arenas y las gravas, y no poseen cohesión. *

Convensionalmente al explorar el suelo con fines geotécnicos, según el tipo de suelo que se extraiga, estos se representa con los simbolos de la fig.I-1. Según el Ing. Crespo Villalaz (Crespo 1993.Ref.6).

* *Al hecho de que las partículas de suelos no cohesivos se mantengan unidas entre sí y agrupadas para permitir su capacidad de soportar cargas, es lo que se conoce como cohesión aparente.*



CON LOS SIMBOLOS ANTERIORES SE PUEDEN HACER COMBINACIONES COMO;



Fig. I-1. Símbolos para representar a los suelos.

PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION

Los suelos para cimentaciones se pueden diferenciar entre sí, a través de sus propiedades físicas en forma cualitativa y

cuantitativa como sigue:

PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS	
Cualitativas <i>(Distingue un suelo de otro)</i>	Cuantitativas <i>(Valores numéricos)</i>
Textura Estructura Consistencia	Porosidad Densidad relativa Contenido de humedad
Determinadas por inspección visual y manual	Se determinan a través de ensayos de laboratorio

PROPIEDADES CUALITATIVAS DEL SUELO:

TEXTURA: Es el grado de fineza y uniformidad del suelo, descrito según la sensación que produce al tacto y por descripción visual.

ESTRUCTURA: Es la forma en que las partículas de suelo se disponen (entre sí) dentro de la masa del suelo, conformando su esqueleto.

CONSISTENCIA: Es el grado de atracción entre las partículas del

$$W_{apic} = 30 \text{ ton}$$

$$q_w = 5 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{apic} \leq q_{ad}$$

$$W_{up} = \frac{q_{res}}{FS}$$

$$T.S. W_{up} \leq q_{res}$$

$$\frac{W_{up}}{A_{ing}} \leq \sigma_{ad}$$

$$\frac{W_{up}}{A_{ing}} = \sigma_{ad}$$

$$A_{ing} = \frac{W_{up}}{q_{ad}}$$

suelo y la resistencia ofrecida a las fuerzas que tienden a deformar o a romper en sí el suelo, se describe como dura, frágil, friable, pegajosa, plástica y blanda.

A los suelos en general, a partir de la estructura que tienen en estado natural se les determina sus propiedades físicas considerando que están compuestos de tres porciones fundamentales, una sólida de suelo propiamente dicho, otra líquida en forma de contenido de agua y otra gaseosa en forma de combinación de distintos gases acumulados en el subsuelo de la corteza terrestre. Estas porciones son conocidas como las fases fundamentales de los suelos que se muestran en la Fig. I-2 para definir las propiedades físicas:

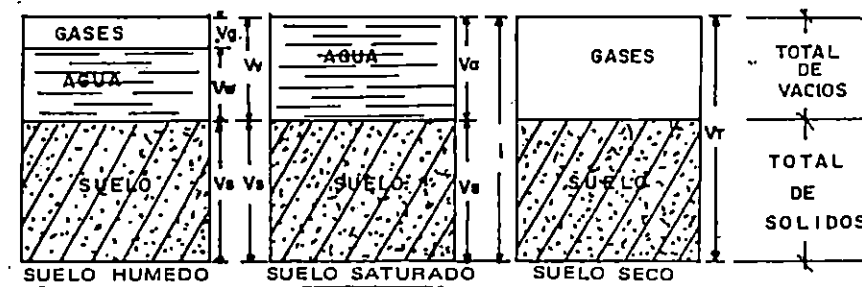


Fig. I-2. Fases de un suelo.

Volumen de aire : Va	Peso de aire: Wa=0
Volumen de agua : Vw	Peso del agua: Ww
Volumen de vacío: Vv	Peso de los sólidos:Ws
Volumen de la masa : Vm	Peso de la masa del suelo: Wm
Volumen de sólido: Vs	

Porosidad (n%): es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de la masa de suelo, y generalmente se expresa en porcentajes.

$$n\% = \frac{Vv}{Vm} \times 100 \quad \text{donde :}$$

n% : porosidad

Vv : volumen de vacíos

Vm : volumen de masa

Relación de vacíos o índice de poros "e" : es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos.

$$e = \frac{Vv}{Vs} \quad \text{donde:}$$

e : relación de vacíos

Vv: volumen de vacíos

Vs: volumen de sólidos

Densidad relativa: ya que la porosidad por sí misma no

indica si un suelo es suelto o denso, se recurre a la densidad relativa que es tomada de la información que al comparar la porosidad de un suelo dado y las porosidades de ese mismo suelo en su estados más denso y más suelto posible, puede ser expresado numéricamente por la siguiente ecuación:

$$D_r = \frac{e_o - e}{e_o - e_{min}}$$

donde:

e_o : relación de vacíos del suelo en su estado más suelto, estable.

e_{min} : relación de vacíos en el estado más denso que puede obtenerse en el laboratorio.

e : relación de vacíos del suelo natural en el terreno.

Contenido de humedad (W%) : es la cantidad de agua que hay atrapada en un suelo; y se define como la relación entre el peso del agua contenida en el suelo y el peso del suelo seco expresado en porcentaje, así:

$$W\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

donde :

W% : contenido de humedad

Ww : peso del agua

Ws : peso del suelo seco

La humedad de los suelos en nuestro medio está determinada según la época de invierno (húmeda) y verano (seca), también influye el acercamiento con el nivel freático, pero en muchos casos la variación de esta propiedad solo es en la capa superficial, principalmente en las arcillas.

Algunos valores característicos de contenidos de humedad de el suelo de San Salvador en condiciones normales, son los mostrados en la tabla I-3.

TABLA I-3
Contenidos de Humedad

Tipo de suelo	Mínimo %	Máximo %
SM	6.0	88.7
SM-ML	10.0	38.9
ML	7.9	55.1
CL	16.2	37.9
SL	12.0	46.4
ML-OL	6.6	36.3
SM-OL	33.1	45.0

Adaptado de Ana Caledonio 1984. Ref. 5

Grado de saturación (Gw%): es la relación entre el volumen de agua contenida en la muestra de suelo y el volumen de vacíos del suelo.

$$Gw\% = \frac{V_w}{V_v}$$

donde:

Gw% : grado de saturación

Vw : volumen de agua

Vv : volumen de vacíos

Peso específico seco (γ_d): es la relación entre el peso seco del suelo (secado al horno a $105\text{ }^\circ\text{C} \pm 5\text{ }^\circ\text{C}$) con respecto a su volumen total.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

donde :

γ_d : peso específico seco.

Ws : peso del suelo seco.

Vm : volumen total del suelo.

Peso específico saturado (γ_{sat}): es la relación entre el peso del suelo saturado de agua en estado natural y el volumen total del suelo.

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

donde :

γ_{sat} : peso específico saturado

W_w : peso del agua

W_s : peso de los sólidos

V_m : volumen total del suelo

La tabla I-4 contiene las propiedades de algunos suelos típicos según Terzaghi 1969. Ref. 1.

TABLA I-4

Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural.

Descripción	Porosidad n(%)	Relac de vacío (e)	C.de hume dad w(%)	Peso Unitario	
				γ_d g/cm ³	γ
1. Arena uniforme, suelta	46	0.85	32	1.43	1.89
2. Arena uniforme, densa	34	0.51	19	1.75	2.09
3. Arena graduada, suelta	40	0.67	25	1.59	1.99
4. Arena graduada, densa	30	0.43	16	1.86	2.16
5. Morena glacial con partículas de todo tamaño	20	0.25	9	2.12	2.32
6. Arcilla glacial blanda	55	1.20	45	..	1.77
7. Arcilla glacial resistente	37	0.60	22	..	2.07
8. Arcilla blanda ligera- mente orgánica	66	1.90	70	..	1.58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3.00	11.	..	1.43
10. Bentonita blanda	84	5.20	194	..	1.27

Adaptada de Terzaghi 1969. Ref. 1.

- $w\%$ = Contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.
- γ_d = Peso unitario del suelo seco.
- γ_{sat} = Peso unitario del suelo saturado.

CONSISTENCIA DE LAS ARCILLAS Y LIMITES DE ATTERBERG.

La característica más importante de las arcillas es la plásticidad. Su magnitud en estado natural depende de su composición mineralógica y contenido de humedad.

La consistencia de las arcilla en estado natural, insitu, varía de acuerdo con el contenido de humedad; sólido en la condición seca, semisólido para bajos contenidos de húmedad en el que el suelo se desmorona y no presenta plásticidad, plástico para altos contenidos de húmedad y líquido para contenidos de humedad muy altos, en suelos totalmente saturados.

Por eso, el contenido de humedad para el cual la consistencia cambia de un estado a otro varía de una arcilla a otra, dependiendo de la cantidad y el tipo de mineral de arcilla presente; puesto que la humedad se puede medir fácilmente. El método de clasificación de las arcillas está basado en los contenidos de humedad límites, denominados límites de Atterberg que se representa en la siguiente Figura I-3 y se define como sigue.

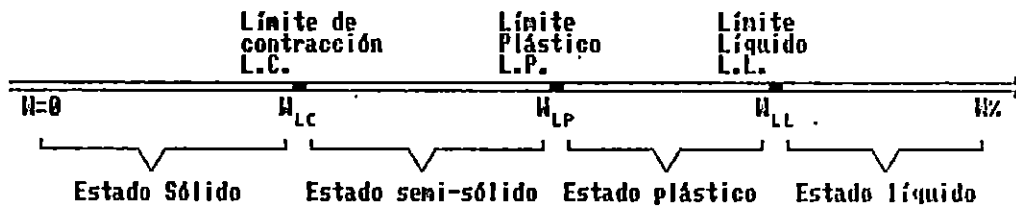


Fig. 1-3. Límites de Atterberg.

Límite de contracción (LC) : Es el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de una muestra de suelo que pasa por la malla N^o 40, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo.

Límite plástico (LP) : Es el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de una muestra de suelo secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

Límite líquido (LL) : Es el contenido de humedad expresado en por ciento con respecto al peso seco de una muestra de suelo, con el cual el suelo cambia del estado líquido a plástico.

Plasticidad : es la propiedad que presentan los suelos arcillosos de poder deformarse, hasta cierto límite sin romperse, que se manifiesta en su deformación cuando se les somete a sollicitaciones de cargas que son transmitidas por las estructuras, estas pueden ser rápidas o muy lentas dependiendo

de la composición del suelo; la plasticidad indica la consistencia del suelo.

Atterberg hizo ver que:

- 1- La plasticidad no es una propiedad exclusiva de las arcillas, que también es circunstancial, dependiendo de los contenidos de agua. Una arcilla muy seca puede tener consistencia muy dura, como la de un ladrillo, con plasticidad nula; y esa misma con gran contenido de agua, puede presentar las propiedades de un lodo semilíquido. En ambos extremos hay un intervalo del contenido de agua, en que la arcilla se comporta plasticamente .
- 2- El grado de plasticidad se obtiene a partir del límite líquido y el límite plástico, como se indica en la tabla I-5. Y el índice de plasticidad (IP) es la diferencia numérica entre el límite líquido y plástico.

TABLA I-5

Grados de Plasticidad

GRADO DE PLASTICIDAD	IP	RESISTENCIA EN ESTADO SECO	ENSAYOS DE CAMPO
No plástico	0	Muy baja	Cae en pedazos fácilmente
ligeramente plástico	0 - 7	Ligera	Se tritura con los dedos fácilmente
Medianamente plástico	7 - 17	Mediana	Difícil de triturar con los dedos
Muy plástico	> 17	Alta	Imposible de triturar con los dedos

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6

La plásticidad natural del suelo se puede correlacionar con la carga que este puede soportar para establecer su resistencia; entoces se puede estimar su consistencia y dar sus correspondientes capacidades de soportar cargas según se resume en la tabla I-6.

FALTA LA "N" JA.JA. FAYH 2000/100/10

La consistencia de los suelos cohesivos, a partir de la prueba de penetración standard en donde el número de golpes "N"

$$F_s = \frac{Res. Suelo}{C. 100}$$

para penetrar en el suelo natural es la base de clasificación, se indica en la tabla I-7.

TABLA I-6

Consistencia de los suelos cohesivos, a partir de la prueba de penetración standard.

Consistencia	Identificación de Campo	Resistencia qu(Ton./m2)
Muy blanda	El puño puede penetrar fácilmente varios cms.	Menos de 0.25
Blanda	El pulgar penetra en ella fácilmente varios cms.	0.25 a 0.50
Media	El pulgar con esfuerzo moderado penetra en ella varios cms.	0.50 a 1.0
Firme	El pulgar se encaja fácilmente pero solo penetra con gran esfuerzo	1.0 a 2.0
Muy firme	La uña del pulgar se encaja fácilmente	2.0 a 4.0
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad	mayor de 4.0

Adaptada de Bertram 1962. Ref. a

TABLA I-7

Consistencia de suelos cohesivos a partir de prueba SPT.

CONSISTENCIA	NUMERO DE GOLPES
Muy blanda	0 - 1
Blanda	2 - 4
Firme	5 - 8
Consistente	9 - 15
Muy consistente	16 - 30
Dura	más de 30

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6.

PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS DE CIMENTACION.

Sirven para conocer las respuestas del suelo al someterlo a diferentes tipos de cargas, a través de las estructuras de cimentación. Entre las principales propiedades mecánicas están la permeabilidad, la resistencia al corte y la deformación.

Permeabilidad: Es la facilidad o dificultad ^{mulo} que ofrece un suelo al paso del agua; se mide a través del coeficiente de permeabilidad, como una constante que tiene dimensiones de velocidad (cm/seg), y expresa la capacidad hidráulica de un suelo respecto al agua en su travesía por la masa de suelo; el

grado de permeabilidad varía según el tipo de suelo.

Un suelo o roca es permeable cuando contiene vacíos (huecos y grietas) o fracturas continuas: Los vacíos existen en todos los suelos incluyendo las arcillas más compactas.

La forma de los granos es importante especialmente en los suelos más gruesos.

El grado de saturación y el aire atrapado en los poros reduce el área de la sección transversal y puede llegar hasta obstruir el paso del agua.

La magnitud del coeficiente de permeabilidad depende de la viscosidad del agua, del tamaño del grano del suelo, la forma y el área de los conductos a través de los cuales el agua fluye.

En suelos limpios (no cohesivos), la permeabilidad varía con el diámetro a la segunda potencia $(D_{10})^2$, para la permeabilidad de las arenas limpias, Hazen (Ref. 6) propone calcularla así:

$$K = Cx(D_{10})^2$$

Siendo: K : Permeabilidad en cm/seg

C : Constante varía entre 1 y 1.5

D_{10} : Diámetro efectivo de las partículas en mm.

La tabla I-8 contiene valores de permeabilidad, de acuerdo al tipo de suelo y del tamaño de los granos que lo componen (granulometría).

TABLA I-8

Clasificación de los suelos de acuerdo a su coeficiente de permeabilidad.

SUELOS	CLASIFICACION	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K)
Muy permeables	Grava gruesa	Mayor que 1.0×10^{-1} cm/seg
Permeables	Arenas, arena fina	1×10^{-1} a 1×10^{-3} cm/seg
Poco permeables	Arenas limosas, arena sucia	1×10^{-3} a 1×10^{-5} cm/seg
Muy poco permeables	Limo, arenisca fina	1×10^{-5} a 1×10^{-7} cm/seg
Impermeables	Arcillas y arcillas limosas	Menor que 10^{-7} cm/seg

Adaptada de Sower 1983. Ref. 3

Resistencia al corte : Las obras de ingeniería son construidas sobre el suelo y es necesario garantizar su estabilidad, seguridad y economía, previendo la falla del terreno. El análisis de la estabilidad del suelo comprende los aspectos siguientes:

- a- Analizar las fuerzas actuantes sobre él (peso propio del suelo, cargas aplicadas, etc.).

- b- Determinar la resistencia del suelo con el objeto de determinar los valores de la cohesión y el ángulo de fricción interna del suelo, esto se obtiene haciendo la prueba de la veleta en el campo (insitu), con la prueba de corte directo y la prueba triaxial en el laboratorio, que es la más usual y práctica y de parámetros confiables.

La resistencia al corte, del suelo, se cuantifica por medio de la cohesión "C" y el ángulo de fricción interna " ϕ ", para calcular su capacidad de carga.

Coulomb, (1773), estableció que para un suelo cohesivo friccionante el esfuerzo cortante actuante en una cuña de falla de la masa de suelo (Fig. I-4a-b), este toma valores con la siguiente ecuación:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad \text{Ec. (I-1)}$$

siendo:

τ : Esfuerzo cortante actuante, final o de falla en Kg/cm²

C: Cohesión del suelo en Kg/cm²

σ : Esfuerzo normal actuante en el plano de falla en Kg/cm²

ϕ : Angulo de fricción interna o de reposo.

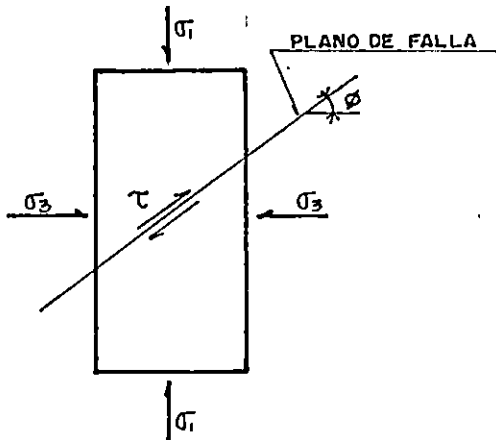


Fig. I-4a. *Falla por corte*

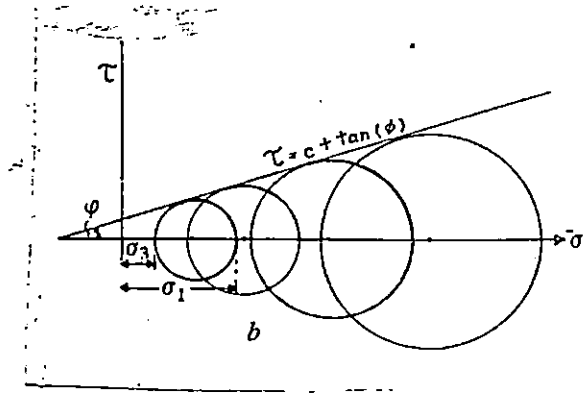


Fig. I-4b. *Círculo de Mohr.*

En general, los suelos poseen cohesión y fricción interna a la vez; sin embargo, existen dos casos límites:

- a- Las arenas limpias y secas que no poseen cohesión, en los que la carga de ruptura ocurre para un valor de:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

Los factores que influyen en el valor de " ϕ ", de estos suelos friccionantes son: compacidad, forma de los granos y la distribución granulométrica.

- La compacidad: es la propiedad que mayor

influencia tiene, los suelos friccionantes por el efecto de trabazón entre los granos que poseen, se consideran de una alta compacidad, y el ángulo de fricción interna (ϕ) aumenta, respecto a valores correspondientes para estados sueltos.

- Forma de los granos: los granos angulosos se traban más fácilmente que los redondeados, ofreciendo así una mayor resistencia entre grano-grano.
 - Distribución granulométrica: Esta ejerce su influencia en materiales bien graduados, los cuales tienen un mayor ángulo ϕ que un material mal graduado.
- b- Las arcillas blandas, las que se comportan como si la fricción interna no existiera y fuera nula, y la carga de ruptura equivaldría a la cohesión del suelo:

$$\tau \equiv C$$

En la tabla I-9 se muestran valores estimados de ángulos de fricción interna " ϕ " y de cohesión "C", relacionados con el "N" (números de golpes) de la prueba SPT.

Tabla I-9

Propiedades según tipos de suelos

TIPO DE SUELO	N	C (Kg/cm ²)	ϕ
Cohesivos			
Muy blanda	< 2	0.10	0°
Blanda	2 - 4	0.10 - 0.25	0 - 2°
Plástico	4 - 8	0.25 - 0.50	4 - 6°
Duro	8 - 15	0.50 - 1.00	6 - 12°
Muy duro	15 - 30	1.00 - 2.00	> 14
Compacto	> 30	> 2.00	
Granulares			
Suelto	< 10		28 - 30
Medio	10 - 30		30 - 36
Compacto	>30		36 - 41

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6

Deformación: las deformaciones en los suelos, aún bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de otros materiales; este estado no se produce inmediatamente a la aplicación de las cargas, sino que se desarrollan con el transcurso del tiempo.

Cuando un suelo se somete a incrementos de esfuerzos totales, como resultado del aumento de carga aplicada (por Ej. la construcción de un edificio o un terraplén), se produce en él un exceso de presión intersticial (presión de poros) que se disipa mediante un flujo de agua hacia el exterior, ya que el agua no puede sufrir esfuerzos cortantes. La velocidad a la cual se produce este proceso depende principalmente de la

permeabilidad del suelo, la expulsión del agua, al aplicar la carga al suelo es casi instantánea según su permeabilidad y se reacomodan las partículas ocasionando fricción interna al interior de toda la masa sometida.

Lo contrario ocurre con las arcillas saturadas donde la permeabilidad es muy baja y los asentamientos ocurren lentamente en el tiempo, ya que el agua tardará mucho en ser expulsada hacia los límites permeables de la capa arcillosa.

Generalmente, durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanecen esencialmente la misma. Así, el movimiento de las partículas de suelo, la deformación y el drenaje puede ocurrir sólo en la dirección vertical, por lo que a esta se le denomina consolidación unidimensional.

El proceso de consolidación del suelo tiene dos consecuencias importantes:

- a- Conduce a una reducción del volumen de los poros, y por lo tanto, a una reducción del volumen total de la masa de suelo, lo cual se manifiesta en asentamientos de la superficie del terreno natural, en el plano de contacto suelo-estructura, y por consiguiente en asentamientos de la estructura.
- b- Durante la disipación del exceso de presión intersticial, el esfuerzo efectivo en la masa de suelo

aumenta y por lo tanto se incrementa su resistencia al esfuerzo cortante.

De lo anterior se deduce que "cuando un suelo se consolida se produce una disminución de la relación de vacíos acompañada por un incremento del esfuerzo efectivo".

Con la prueba de consolidación se determinará la deformación del suelo en el tiempo, por la acción de las cargas aplicadas en los siguientes casos: cuando hay un cambio de forma y no de volumen, deformabilidad, y cuando hay cambio de volumen y no de forma, compresibilidad.

Las deformaciones que sufre el espécimen bajo una carga aplicada se registran en un micrómetro, y un cronómetro que permite conocer el tiempo que transcurre para alcanzar la deformación producida por un incremento de carga. Para cada uno de los incrementos de presión se lleva un registro de la forma como progresa la deformación a través del tiempo, haciendo uso del micrómetro y del cronómetro, como se muestra en la tabla I-10, en la cual se representa una parte de los resultados de la realización del ensayo.

Con los resultados obtenidos, se construye una gráfica en papel semilogarítmico (Fig. I-5) que permite conocer, el tiempo en el cual se ha alcanzado la consolidación completa del espécimen (pastilla) bajo el incremento de carga

correspondiente, para saber cuándo se debe agregar el siguiente incremento de carga.

Tabla I-10

Registro de cargas en una prueba de consolidación unidimensional.

Presión sobre el espécimen: P = 0.125 Kg/cm ² . Incremento de presión = ΔP = 0.125 Kg/cm ²					Presión sobre el espécimen: P = 0.250 Kg/cm ² . Incremento de presión = ΔP = 0.125 Kg/cm ²				
Fecha	Hora	Tiempo Transcu- rrido	Lectura en el micrómetro en mm	deforma- ción en mm	Fecha	Hora	Tiempo Transcu- rrido	Lectura en el micrómetro en mm	deforma- ción en mm
Jun 29	8:50	0.0 seg	11.433	0.080	Jul. 2	8:50	0.0 seg	11.294	0.000
		5.0 seg	11.342	0.091			5.0 seg	11.231	0.063
		10.0 seg	11.339	0.093			10.0 seg	11.217	0.067
		15.0 seg	11.337	0.096			15.0 seg	11.222	0.072
		20.0 seg	11.336	0.097			20.0 seg	11.219	0.075
		25.0 seg	11.334	0.099			25.0 seg	11.218	0.076
		30.0 seg	11.333	0.100					
		45.0 seg	11.331	0.102					
		1.0 min	11.329	0.104					
		1.5 min	11.328	0.105					
		2.0 min	11.326	0.109					
		3.0 min	11.322	0.111					
		4.0 min	11.320	0.113					
		6.0 min	11.317	0.116			6.0 min	11.260	0.094
		9.0 min	11.316	0.117					
		12.0 min	11.315	0.118					
		16.0 min	11.314	0.119					
		20.0 min	11.313	0.120			20.0 min	11.118	0.175
		25.0 min	11.312	0.121					
		30.0 min	11.311	0.122					
50.0 min	11.309	0.124							
100.0 min	11.294	0.139	100.0 min	11.128	0.166				
120.0 min	11.294	0.139	120.0 min	11.130	0.154				
1430.0 min	11.294	0.139	1430.0 min	11.132	0.162				
2040.0 min	11.294	0.139	1530.0 min	11.132	0.162				
Jul 1	8:50			Jul 3	10:20				

Adaptada de Crespo 1993, Ref. 6

La gráfica obtenida (una para cada incremento de carga) es la curva de consolidación, y de acuerdo con Terzaghi, la zona AB (de la Fig. I-5) representa el proceso de deformación del suelo debido a la expulsión del agua de los poros y que él llamó consolidación primaria. La zona BC corresponde a un proceso de deformación cuyo origen no es del todo conocido aún, pero que se atribuye al reacomodo plástico de las partículas del suelo. Terzaghi llamó a esta parte del fenómeno consolidación secundaria.

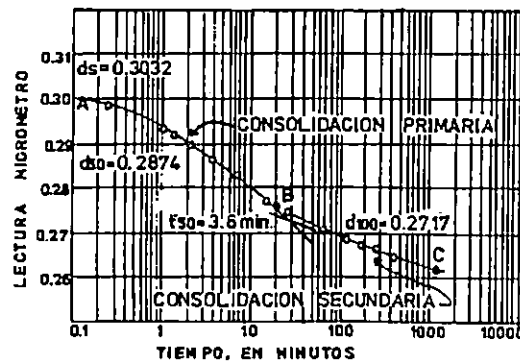


Fig. I-5. Curva de consolidación.

ESFUERZOS EN UNA MASA DE SUELO.

En la estructura (esqueleto) de una masa de suelo se generan esfuerzos internos que resultan de la acción de las fuerzas que actúan sobre los puntos de contacto entre partículas individuales, también esfuerzos al interior del agua intersticial que ocupa los vacíos del suelo. El caso más simple es el esfuerzo vertical en una masa de suelo o de roca semi-infinita y de superficie horizontal. Si el peso específico de un estrato de espesor H_1 es γ_1 , Fig I-6a, el esfuerzo total vertical σ_z a una profundidad z por debajo de la superficie es:

$$\sigma_z = \gamma_1 H_1 + \gamma H_2 \dots\dots \text{Ec. (I-2)}$$

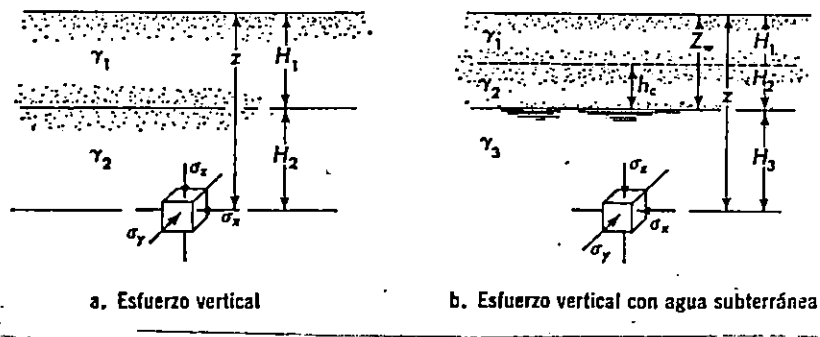


Fig. I-6 a-b. *Esfuerzos verticales debidos al peso del suelo o de la roca, en una masa estratificada a nivel.*

Si el suelo está saturado, con un nivel freático y tiene distintas capas con sus respectivos espesores ($H_1, H_2 \dots$), Fig I-6b el esfuerzo total (vertical) a cualquier nivel se puede separar en dos esfuerzos componentes, el efectivo y el neutro, quedando el esfuerzo total de la siguiente manera:

$$\sigma_z = (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 \dots) - (z - z_w) \gamma_w \quad \text{Ec. (I-3)}$$

ESFUERZOS DEBIDO A CARGAS EN LA SUPERFICIE.

En los suelos, la carga que se aplica en un punto de este se transmite a través de toda la masa de suelo, extendiéndose lateralmente a medida que aumenta la profundidad.

Para calcular los incrementos de esfuerzo producidos por una cimentación de ancho "B" que ejerce una presión uniforme "q" en la superficie del suelo, se utilizan las curvas de la figura I-7. (Método del bulbo de presiones).

Cuando la cimentación es rectangular, se puede usar el gráfico para cimentaciones cuadradas, con ligero error, suponiendo que:

$$B = \sqrt{A}, \text{ siendo } A \text{ el área de la cimentación.}$$

Uso de las figuras I-7.

1. Se calcula $Y = Z/B$

Donde Z = Profundidad a que se desea conocer la presión que transmite una fundación.

2. En la figura I-7 con B = ancho de la fundación. Se entra en el eje de las ordenadas con "Y"; y al eje de las abscisas con "X" de acuerdo a cualquiera de los casos siguientes.

a. $X = 0$, cuando la ubicación del punto de interés coincida con el eje de la fundación.

b. $X = (B/2) / B$, cuando el punto de interés esté ubicado a una distancia $B/2$ del eje de fundación.

c. $X = r/b$, cuando el punto de interés esté ubicado a una distancia "r" cualquiera del eje de la fundación.

3. Con "X" y "Y" se determina "k".

4. Se calcula $\sigma_z = k q_1$

Donde σ_z = presión transmitida por la fundación a una profundidad cualquiera.

q_1 = Presión transmitida por la fundación a nivel de desplante.

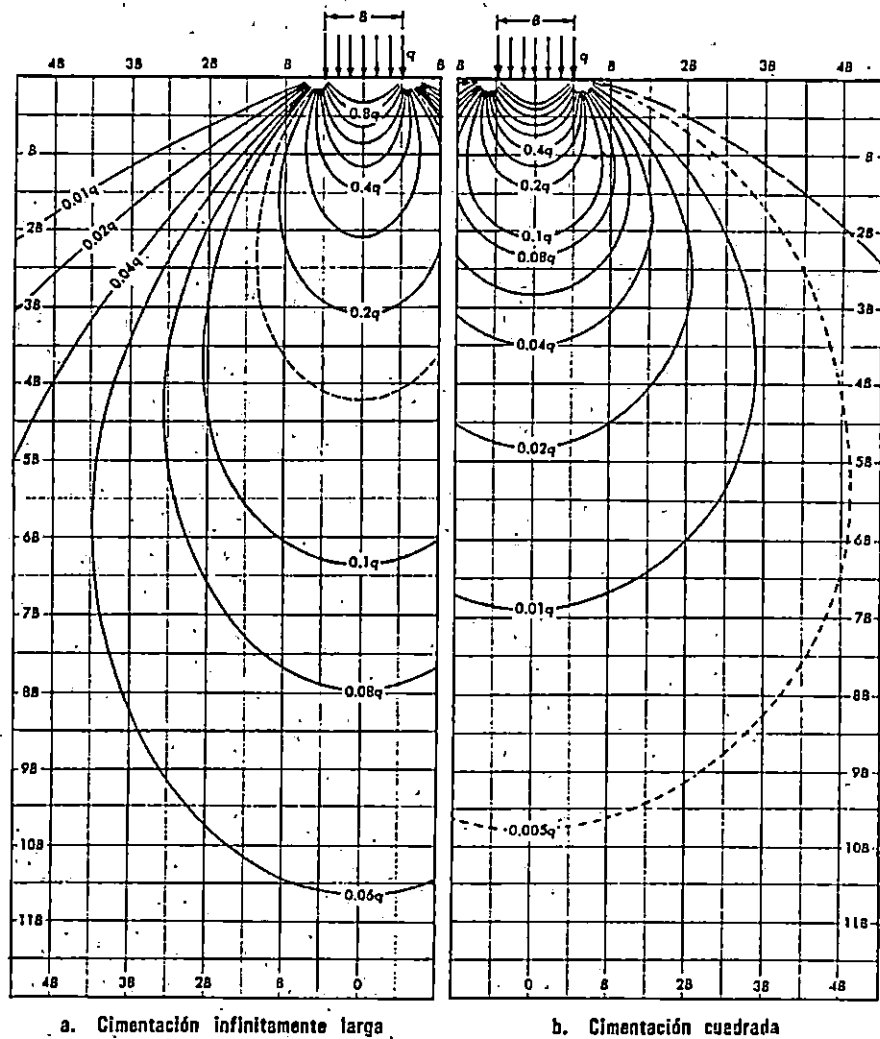


FIG. 1-7. Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación en un sólido semi-infinito y elástico; análisis de Boussinesq. Los esfuerzos están dados en función de la presión uniforme q , en la cimentación; las distancias y profundidades están dadas en función del ancho de la cimentación.

A continuación se muestra un ejemplo, que se efectuará por los distintos métodos, comenzando por el método del bulbo de presiones.

Ej. Calcular la presión en un punto a 5.0 mts debajo de una zapata de 1.0 mt de ancho y de 1.2 mts de largo que soporte una carga uniforme de 2 kg/cm². (Fig. I-8).

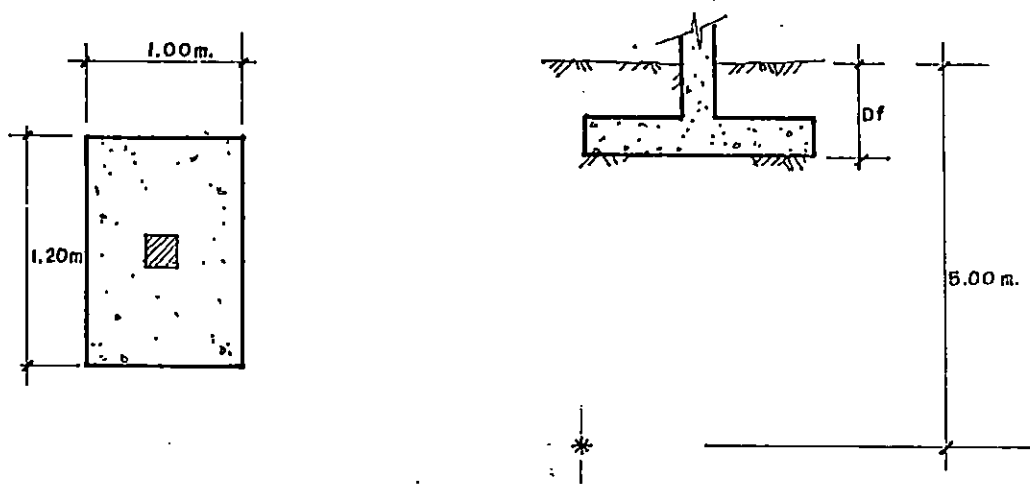


FIG. I-8. *Análisis de presiones en una zapata aislada*

$$\text{Area de la zapata} = A = 1.0 \times 1.2 = 1.2 \text{ mts}$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{1.2} = 1.095 \text{ mts.}$$

$$Y = z/B = 5/(1.095) = 4.56$$

$$X = 0, \text{ coincide con eje de zapata el punto de interés.}$$

De la Fig. I-7 para cimentación cuadrada

$$K = 0.022$$

$$\sigma_z = K * q_1$$

$$\sigma_z = 0.022 * 2 = 0.044 \text{ Kg/cm}^2$$

Otra fórmula ampliamente usada para el cálculo de los esfuerzos en el suelo es la publicada por Boussinesq, matemático francés en 1885. El supone una masa de suelo homogénea, elástica que se extiende infinitamente en todas direcciones por debajo de una superficie de masa de suelo. El esfuerzo se calcula utilizando la siguiente fórmula.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad \text{Ec. (I-4)}$$

Donde:

σ_z = Esfuerzo vertical

z = Profundidad

r = distancia horizontal del punto de aplicación de la carga.

q_1 = Carga

En la fórmula de Boussinesq no intervienen las constantes elásticas del material, por lo que puede ser aplicada a materiales de muy distinta naturaleza. La carga al centro da el mismo valor de esfuerzo independiente de las constantes elásticas, las deformaciones de uno y otro cuerpo serán diferentes, pero el esfuerzo es el mismo.

Para el mismo ejemplo anterior, su cálculo es de la siguiente manera:

$$\sigma_z = \frac{3P Z^3}{2\pi(r^2 + Z^2)^{5/2}}$$

$$P = 1.2 \text{ mts} * 1 \text{ mt} * 20,000 \text{ Kg/mt}^2$$

$$= 24000 \text{ Kg}$$

$$\sigma_z = \frac{3(24000)(5)^3}{2\pi(5^2)^{5/2}}$$

$$\sigma_z = 458.366 \text{ Kg/mt}^2$$

$$\sigma_z = 0.0458 \text{ Kg/cm}^2$$

Una manera de graficar los esfuerzos de Boussinesq es por medio de la distribución de esfuerzos sobre un plano horizontal a una profundidad constante z , como en la Fig. 1-9a, donde se advierte la variación de σ_z como función del radio.

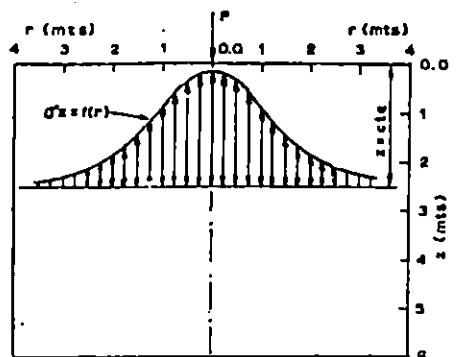


Fig. 1-9a. Esfuerzos de Boussinesq sobre un plano horizontal.

Otra manera de graficar los esfuerzos de Boussinesq es por medio de la distribución de esfuerzos verticales, con profundidad sobre un plano vertical y a una distancia r constante de la línea de acción de la carga vertical concentrada, como se puede ver en la Fig. I-9b.

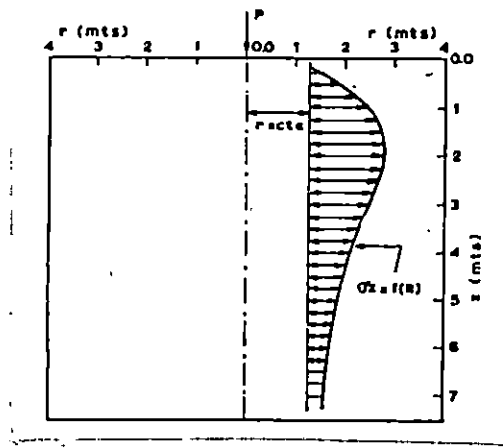


Fig. I-9b. *Esfuerzos de Boussinesq en un plano vertical.*

Fadum, en 1939 elaboró una tabla (ver tabla I-11) que simplifica el problema, partiendo de la integración de la ecuación de Boussinesq para una superficie rectangular, quedando el punto bajo investigación a una profundidad z debajo de una de las esquinas. El valor del esfuerzo vertical a la profundidad z viene dada por la ecuación:

$$\sigma_z = I \cdot q_1 \quad \text{Ec. (I-5)}$$

I = Valor de influencia que depende de m y de n,

m = Relación entre el ancho del rectángulo y la profundidad z.

n = Relación entre el largo del rectángulo y la profundidad z.

Así, para calcular la presión (σ_z) bajo una esquina de una superficie rectangular cargada uniformemente con una carga de q_1 Kg/cm², se calculan los valores de m y n por medio de la tabla I-11 mencionada, se calcula el valor de I, el cual se multiplica por el valor de q_1 . A continuación se muestra el mismo ejemplo que ilustra la determinación de presiones a una profundidad z haciendo uso de la tabla de Fadum:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{1.0}{5.0} = 0.20$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{1.2}{5.0} = 0.24$$

$$I = 0.021 \text{ (de tabla I-11)}$$

$$\sigma_z = I \cdot q_1 = 0.021 \times 2 = 0.042 \text{ Kg/cm}^2$$

TABLA I-11

Valores de I para los esfuerzos verticales debajo de una esquina según Faduá

n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01970	0.02223
0.2	0.00917	0.01790	0.02505	0.03280	0.03866	0.04348
0.3	0.01323	0.02505	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009
0.5	0.01970	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10608
0.7	0.02420	0.04735	0.06558	0.08734	0.10340	0.11679
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12010	0.13605
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028
1.8	0.03098	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13620	0.15483
3.0	0.03150	0.06178	0.08992	0.11495	0.13684	0.15550
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622
α	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623

n	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4
0.1	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007
0.2	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894
0.3	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561
0.4	0.08734	0.09312	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941
0.5	0.10340	0.11035	0.11504	0.12010	0.12626	0.13003
0.6	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749
0.7	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15708	0.16199
0.8	0.13653	0.14607	0.15371	0.15970	0.16840	0.17509
0.9	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357
1.0	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139
1.2	0.15703	0.16843	0.17766	0.18503	0.19504	0.20270
1.4	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20270	0.21020
1.6	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510
1.8	0.16720	0.17967	0.18986	0.19886	0.21032	0.21836
2.0	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058
2.5	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364
3.0	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499
4.0	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600
5.0	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21740	0.22632
6.0	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644
8.0	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652
10.0	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654
α	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656

Continuación de Tabla I-11

n	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0
0.1	0.03058	0.03090	0.03111	0.03138	0.03150	0.03150
0.2	0.05994	0.06050	0.06100	0.06155	0.06170	0.06194
0.3	0.08709	0.08804	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007
0.4	0.11135	0.11260	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527
0.5	0.13241	0.13395	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724
0.6	0.15028	0.15207	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598
0.7	0.16515	0.16720	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168
0.8	0.17739	0.17667	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469
0.9	0.18737	0.18906	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540
1.0	0.19546	0.19814	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417
1.2	0.20731	0.21032	0.21235	0.21512	0.21633	0.21722
1.4	0.21510	0.21836	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600
1.6	0.22025	0.22372	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200
1.8	0.22372	0.22736	0.22986	0.23334	0.23495	0.23617
2.0	0.22610	0.22986	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912
2.5	0.22940	0.23334	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344
3.0	0.23088	0.23495	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554
4.0	0.23200	0.23617	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729
5.0	0.23236	0.23656	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791
6.0	0.23249	0.23671	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817
8.0	0.23258	0.23681	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836
10.0	0.23261	0.23684	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842
α	0.23263	0.23688	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846

n	5.0	6.0	8.0	10.0	α
0.1	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162
0.2	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202
0.3	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019
0.4	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544
0.5	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745
0.6	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623
0.7	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197
0.8	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502
0.9	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19577
1.0	0.20448	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458
1.2	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770
1.4	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656
1.6	0.23236	0.23249	0.23250	0.23261	0.23263
1.8	0.23656	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686
2.0	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987
2.5	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432
3.0	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654
4.0	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846
5.0	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919
6.0	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952
8.0	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980
10.0	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989
α	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6.

La presión vertical bajo una carga uniforme sobre una área circular se puede determinar directamente utilizando la tabla I-12. En dicha tabla, z y d representan respectivamente, la profundidad y la distancia horizontal radial desde el centro del círculo al punto donde la presión es deseada. Además, R representa el radio del círculo sobre el cual actúa uniformemente la carga (ver figura I-10). Para calcular la presión vertical (σ_z) bajo una carga sobre una área circular se obtiene el coeficiente de influencia I mediante las relaciones z/R y d/R , y se multiplica por la presión q_1 aplicada a la superficie circular:

$$\sigma_z = I \cdot q_1$$

En muchas ocasiones puede seguirse un método sencillo para determinar la presión (σ_z) aproximada, método denominado 2 en 1, en el cual la carga (q_1) se supone distribuida bajo una pendiente de dos veces la altura por una vez la base. Si se supone que al nivel del terreno una estructura tiene las dimensiones A y B a una profundidad Z el peso de la estructura (w) se repartirá sobre una área de lados $(A + Z)$ y $(B + Z)$, (Fig. I-11). La presión máxima se estima en un 1.5 veces la anterior, que es la media, o sea:

$$P_{max} = 1.5\sigma_z$$

Tabla I-12

Valores de I para los esfuerzos verticales debajo de un área circular según Fadon.

Z/R	d/R									
	0	0.25	0.50	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.986	0.983	0.964	0.460	0.015	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
0.50	0.911	0.895	0.840	0.418	0.060	0.010	0.003	0.000	0.000	0.000
0.75	0.784	0.762	0.691	0.374	0.105	0.025	0.010	0.002	0.000	0.000
1.00	0.646	0.625	0.560	0.335	0.125	0.043	0.016	0.007	0.003	0.000
1.25	0.524	0.508	0.455	0.295	0.135	0.057	0.023	0.010	0.005	0.001
1.50	0.424	0.413	0.374	0.256	0.137	0.064	0.029	0.013	0.007	0.002
1.75	0.346	0.336	0.309	0.223	0.135	0.071	0.037	0.018	0.009	0.004
2.00	0.284	0.277	0.258	0.194	0.127	0.073	0.041	0.022	0.012	0.006
2.50	0.200	0.196	0.186	0.150	0.109	0.073	0.044	0.028	0.017	0.011
3.00	0.146	0.143	0.137	0.117	0.091	0.066	0.045	0.031	0.022	0.015
4.00	0.087	0.086	0.083	0.076	0.061	0.052	0.041	0.031	0.024	0.018
5.00	0.057	0.057	0.056	0.052	0.045	0.039	0.033	0.027	0.022	0.016
7.00	0.030	0.030	0.029	0.028	0.026	0.024	0.021	0.019	0.016	0.015
10.00	0.015	0.015	0.014	0.014	0.013	0.013	0.013	0.012	0.012	0.11

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6.

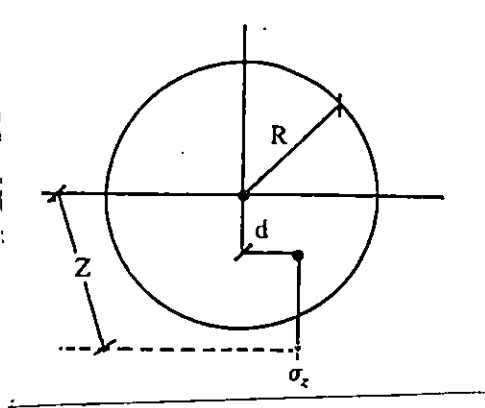


Fig. I-10. Círculo sobre el cual actúa uniformemente la carga.

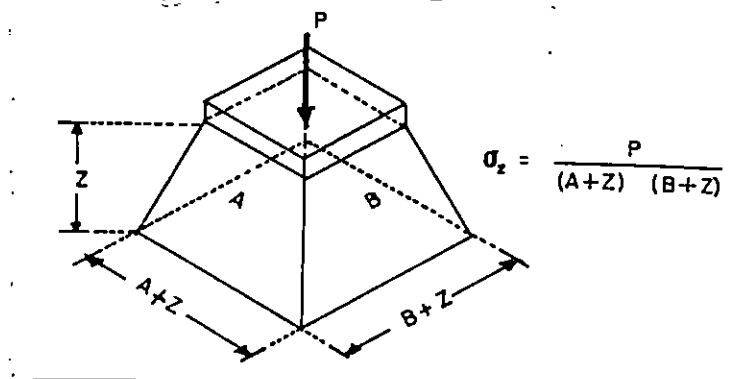


Fig. I-11. Modelo para estimar la presión sobre el suelo por el método 2 en 1

Ejemplo:

Calcular la presión en un punto a 5 m de profundidad por debajo del centro de una zapata de 1.0 m x 1.2 m que soporta una carga uniforme de 2 Kg/cm².

$$\begin{aligned} \text{Carga total} &= 1.2 \times 1.0 \times 20,000 = 24 \text{ toneladas} \\ &= 24000 \text{ Kg} \end{aligned}$$

El área de repartición de dicha carga a una profundidad de 5 m es: Área de repartición = (1.2 + 5)(1.0 + 5) = 6.2 x 6 = 37.2 m²

Así, la presión media (no la máxima) a dicha profundidad será:

$$\sigma_z = \frac{24000 \text{ Kg}}{37.2 \text{ m}^2} = 645.16 \text{ Kg/m}^2 = 0.0645 \text{ Kg/cm}^2$$

La presión máxima estimada será:

$$\sigma_z = 1.5 \times 0.0645 \text{ Kg/cm}^2 = 0.09677 \text{ Kg/cm}^2$$

METODO DE NEWMARK

Otra manera de determinar los esfuerzos verticales producidos por una cimentación (ver Fig. I-12) a una profundidad determinada y debido a las cargas superficiales consiste en hacer uso del gráfico de influencias ideado por el Dr. Nathan Newmark 1942 (ver Fig. I-13) que a continuación se expone.

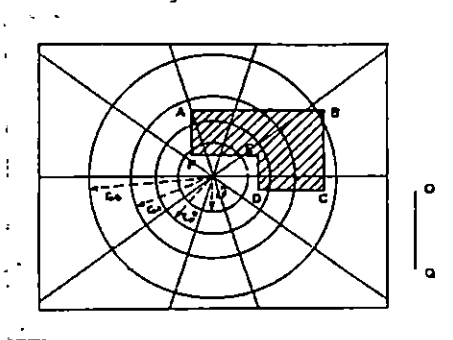


Fig. I-12. Diagrama de Newmark.

El procedimiento para usar el diagrama de Newmark * (ver monograma) es el siguiente: se dibuja el plano de la cimentación en papel transparente a una escala tal que el segmento OQ del ábaco represente la profundidad "Z" del punto en el cual se requiere conocer el esfuerzo σ_z . Se coloca el papel transparente

* También conocido por carta de Newmark.

con el dibujo de la cimentación sobre el ábaco de modo que la proyección del punto que se estudia coincida con el centro "O" del ábaco. Luego se cuenta el número de zonas cubiertas por el área de la cimentación, y este número, multiplicado por la presión en la cimentación y el coeficiente de influencia del monograma 0.001 (otros 0.025, 0.005), proporciona el valor de σ_z en el punto considerado.

Los ábacos usados para el cálculo de esfuerzos bajo las cimentaciones son mejores si tienen gran número de subdivisiones, esto permite obtener un valor de influencia muy pequeño y el cálculo de esfuerzos para áreas irregulares se facilita grandemente.

El valor del esfuerzo σ_z se obtendrá aplicando la siguiente ecuación I-6.

$$\sigma_z = N_z * I * q \quad \text{Ec. (I-6)}$$

- donde :
- σ_z : esfuerzos verticales
 - N_z : número de zonas cubierta por la cimentación en la Fig.I-13
 - I : coeficiente de influencia ($I=0.001$)
 - q : carga distribuida.

Para el mismo ejemplo que se ha realizado se ha dibujado la zapata dentro del monograma de Newmark y al leer dentro de los límites geométricos que ella marca en el gráfico, se obtienen

los siguientes resultados:

$$N_z = 21$$

$$I = 0.001$$

$$q_1 = 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = 21 + 0.001 * 2 = 0.042 \text{ Kg/cm}^2$$

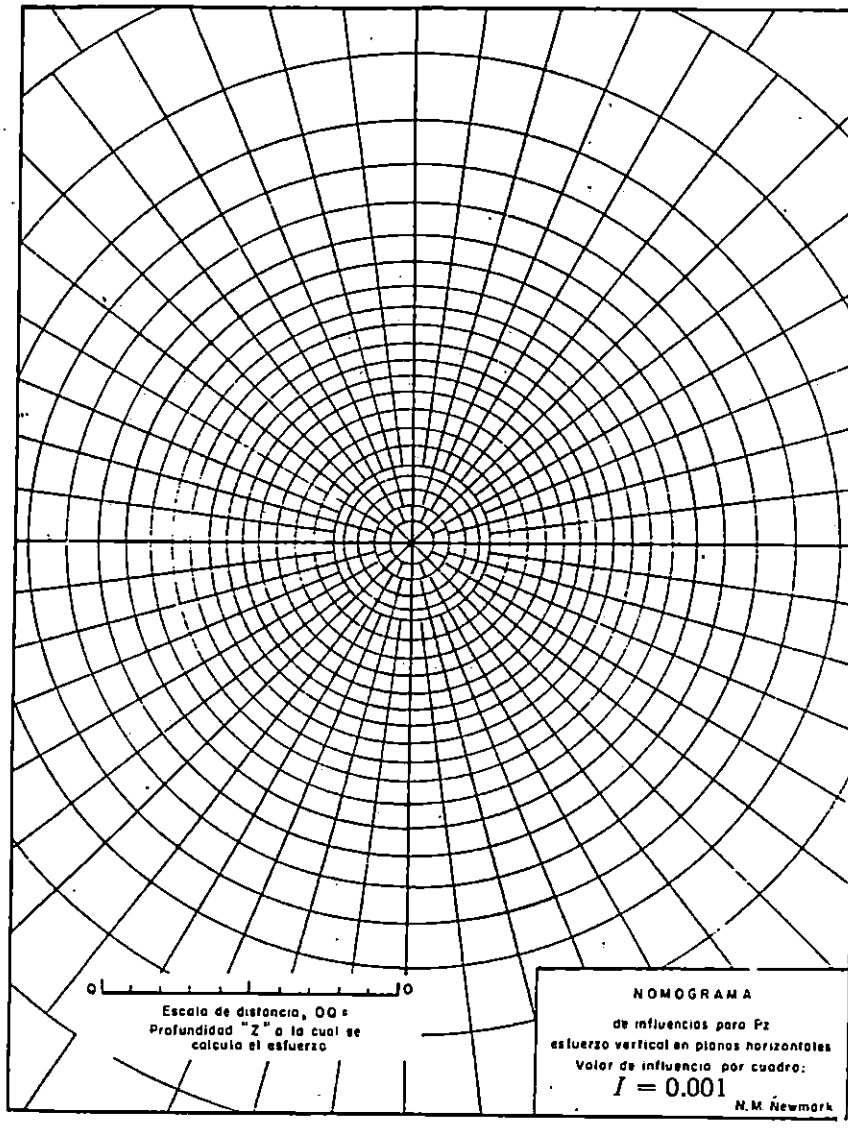


Fig. I-13 Carta de Newmark para el cálculo de los esfuerzos a ciertas profundidades en zapatas de geometría irregular.

REQUERIMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE UNA FUNDACION.

Para que una fundación sea estable es necesario que en el suelo donde se apoya, no ocurra lo siguiente:

- a) La falla por corte, Fig. I-4a pág.61 que está en asociación con el contenido de humedad y el flujo de agua en el suelo bajo la fundación. También con la expulsión lateral de la masa de suelo bajo la zapata de fundación, Fig. I-14a pág.62 .
- b) Un desplazamiento vertical exagerado o excesivo, o un asentamiento, debido a que el suelo sufre una reducción de volumen, permitiendo su consolidación.

También, para que la estructura no corra ningún peligro y que la fundación tenga estabilidad, necesariamente se deben cumplir en forma simultánea los siguientes dos requerimientos independientes.

- 1) Deberá existir en el sitio de cimentación, adecuada seguridad contra falla de corte de la masa de suelo y,
- 2) los probables asentamientos diferenciales serán los asentamientos máximos de la masa de suelo bajo la fundación, estos deberán ser de una magnitud aceptable y tolerable como los que se indican en la tabla I-13 y I-14.

Para poder controlar los requerimientos anteriores, es necesario conocer la presión de contacto permisible (capacidad de carga del suelo) y la presión máxima que se ejercerá sobre cierto tipo de suelo.

Para dar la seguridad adecuada contra la falla de capacidad de carga, ya sea por corte o asentamiento, se debe conocer:

- El área de carga o área cargada de cimentación: es el área de contacto entre la base de la zapata en la cual descansa la carga total ($CV + CM + CS$) y donde se desarrollan efectivamente los esfuerzos del suelo.
- La capacidad de carga última del suelo (q): es el último valor promedio de la presión de contacto, o esfuerzo, o intensidad de carga transmitida por la base de la zapata de fundación al suelo, causándole ruptura o falla de corte a la masa de suelo.

Si al hacer las consideraciones (a) y b) de la página anterior) para la estabilidad de una fundación, se observa que el factor que gobierna es el asentamiento, entonces la capacidad de carga del suelo adquiere el significado de presión de contacto que se aplicará al suelo, sin que se cause un asentamiento intolerable (tablas I-13 y I-14) de la estructura. El límite que se impone sobre el asentamiento total de cualquier elemento estructural es lo que se conoce como Asentamiento Permisible. Cualquiera que sea el tipo de estructura, los

asentamientos permisibles (Tabla I-14) son valores que generalmente varían de 0.62 cms a 2.5 cms.

De acuerdo a las experiencias de Terzaghi y Peck (Ref.1), las estructuras ordinarias como edificios de oficinas, edificios de apartamentos o fábricas, pueden resistir un asentamiento diferencial de 0.62 cms. entre columnas adyacentes.

En las tablas I-13 y I-14 se ilustran los asentamientos diferenciales y totales.

Tabla I-13

Asentamientos diferenciales

Asentamientos diferenciales máximos permisibles según el tipo de estructura		
Tipo de Estructura	Para arena y para arcillas duras	Para arcillas suaves
Cimentaciones de columnas para:		
a) Estructuras de acero y de concreto reforzado	0.002 L	0.002 L
b) Para columnas recubiertas de ladrillo	0.007 L	0.001 L

L = Distancia entre ejes de columnas, en cm.

Tabla I-14

Asentamientos totales

Asentamientos máximos totales permisibles	
Edificios comerciales	2.5 cm
Edificios industriales	3.5 cm
Almacenes	5.0 cm
Cimentación de máquinas	0.05 cm

Adaptada de Sowers 1983. Ref. 3.

El problema de los asentamientos (de las casas) en los suelos de San Salvador es frecuente, estos causan rotura en la estructura, ya que las cimentaciones se hacen en terrenos de mala calidad, pero también por razones económicas las fundaciones se hacen muy superficiales, resultando más costoso reparar los daños sufridos a las estructuras.

Lo que sucede en el suelo sobre el cual una zapata está apoyada se muestra en la Figura I-14a, la zapata transmite una carga P al suelo, ejerciendo presión sobre la cuña de suelo I, la que a su vez empuja las cuñas II de suelo, fenómeno que se conoce como expulsión lateral de suelo, la cuña II empuja hacia arriba la cuña III en ambos lados de la zapata, si el terreno tiene buena capacidad de carga solamente sucedería el fenómeno de bufamiento indicado en la Fig. I-14a por las líneas punteadas. Pero si el suelo es de baja capacidad de carga, este sería incapaz de soportar este empuje y el equilibrio se rompería haciendo que las cuñas III sean expulsadas hacia arriba hundiéndose la zapata, causando esto asentamientos en la estructura. Este fenómeno sucede en los suelos de San Salvador; para los que son malos para cimientos superficiales, son incapaces de soportar el empuje provocado por la carga transmitida por la zapata, sucediendo que la zapata se hunde.

Una forma de contrarrestar los hundimientos debido a la baja capacidad de carga de los suelos y a hacer fundaciones superficiales es la que se muestra en la figura I-14b .

Las cuñas ejercen un empuje en ambos lados del pedestal igual a $1/2 P$. Para anular el empuje de esta cuña tiene que haber un prisma de suelo arriba cuyo peso sea mayor que P , esto significa que la zapata tiene que profundizarse lo suficiente como para que los prismas de suelo $abcd$ y $efgh$ a ambos lados de la zapata tengan cada uno un peso mayor que la carga transmitida por la zapata y, entonces por malo que sea el terreno sobre el cual se ha cimentado no se provoque el fenómeno de expulsión lateral de suelo y se rompa el equilibrio hundiéndose la zapata.

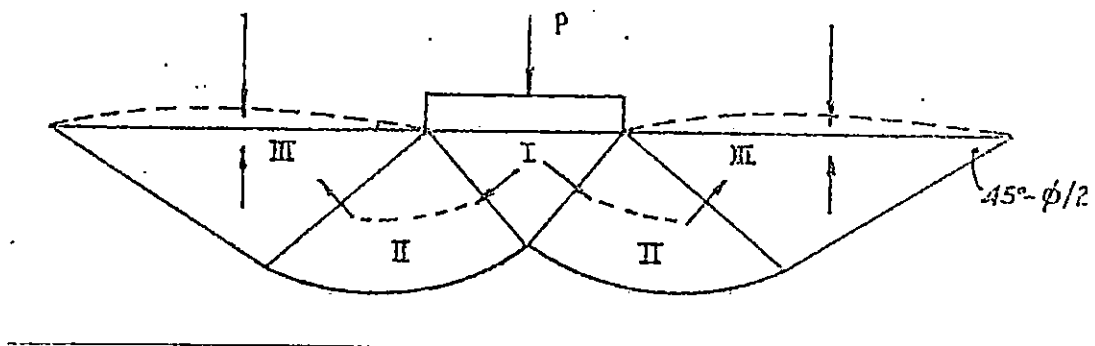


Fig. I-14a. *Comportamiento del suelo al apoyarse una zapata.*

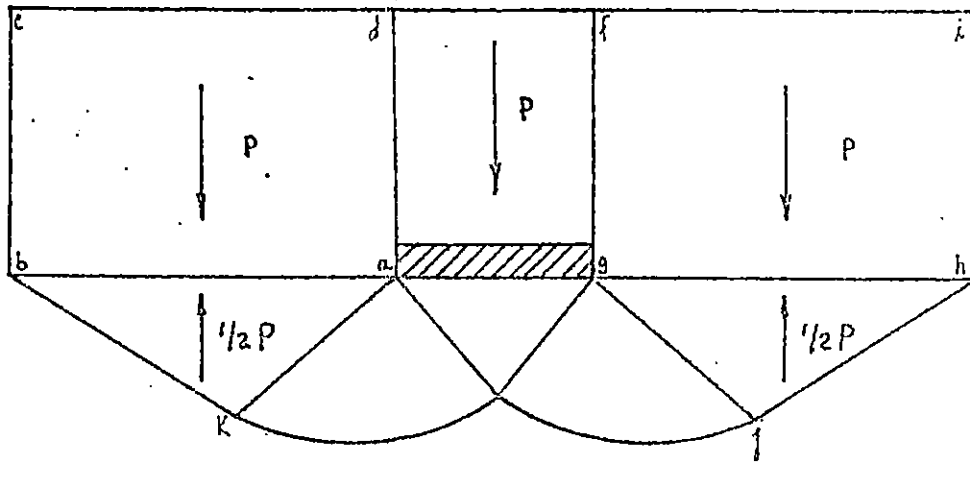


Fig. I-14b. *Forma de contrarestar los hundimientos debido a la baja capacidad del suelo en fundaciones superficiales*

Figuras I-14 que demuestran cómo actúa el suelo bajo una zapata poco profunda y el peligro de falla del suelo bajo la fundación y la manera de remediarlo.

También las causas de estos asentamientos son debidas a la carga de imposición o sollicitación al suelo, según se describe en la Tabla I-15.

Tabla I-15
Causas del Asentamiento

CARGA	FORMA COMO SE PRODUCE	MAGNITUD DEL ASENTAMIENTO	VELOCIDAD DEL ASENTAMIENTO	
Carga Estructural	Deformación (cambio de la forma de la masa del suelo)	Calcular por la teoría elástica (iniciada parcialmente en la consolidación)	Instantáneo	
	Consolidación cambio en la relación de vacíos por el esfuerzo	Inicial	Curva esfuerzo-relación de vacíos	De la curva de tiempo
		Primaria	Curva esfuerzo-relación de vacíos	Calcular por la teoría de Terzaghi
		Secundaria	Calcular por la curva log. tiempo-asentamiento	Calcular por la curva log. tiempo, asentamiento
Carga debido al medio	Relación debido al acercamiento	Estimar por la curva de esfuerzo relación de vacíos o humedad-relación de vacíos y límite de pérdida de humedad, límite de retracción.	Igual a la velocidad de secamiento. Para vez se puede estimar	
	Consolidación debida al descenso del nivel freático	Calcular por la curva de esfuerzo-relación de vacíos y cambio de esfuerzo	Calcular por la teoría de Terzaghi	
Independencia de la carga (aunque puede ser agravada por la carga) frecuentemente relacionada con el medio, pero no dependiente del mismo	Reorientación de los granos; choque y vibración	Estimar el límite por compacidad relativa (hasta 40-70%)	Errática, depende del tiempo y de la densidad relativa	
	Colapso de la estructura del suelo; pérdida de la ligazón entre los granos (Saturación, deshielo, etcétera).	Estimar sensibilidad y posiblemente magnitud límite	Coienza con cambio de ambiente, velocidad errática	
	Desmoronamiento, erosión en aberturas, cavidades	Estimar sensibilidad, pero no magnitud	Errática; gradual o catastrófica, frecuentemente aumenta	
	Descomposición bioquímica	Estimar sensibilidad	Errática; frecuentemente decrec con el tiempo	
	Acción química	Estimar sensibilidad	Errática	
	Colapso de la masa: Colapso de alcantarilla, mina, caverna	Estimar sensibilidad	Probablemente sea catastrófica	
	Distorsión de la masa, fluencia por cortante	Calcular sensibilidad por análisis de estabilidad	Errática; catastrófica a lenta.	
	Expansión: Heladas, expansión de la arcilla, acción química. (se parece al asentamiento).	Estimar sensibilidad, algunas veces magnitud límite	Errática; aumenta con tiempo húmedo	

CAPACIDAD DE CARGA DE LOS SUELOS PARA CIMENTACIONES DE LAS ESTRUCTURAS.

La capacidad de carga (q) del suelo o estabilidad, es la capacidad del suelo para soportar las cargas impuestas o solicitadas sin que se produzcan fallas dentro de su masa *. Esta varía con la resistencia del suelo y con la magnitud y distribución de la carga, puntual, uniforme u otra, a transmitir.

La carga admisible (q_a) en una cimentación es la que puede ser aplicada sin producir estados de falla, ni indicios de esta, en el suelo a partir de la estructura soportada. Se obtiene dividiendo la capacidad de carga (q) por un factor de seguridad que Terzaghi recomienda que no sea menor de tres ($F_s > 3$).

Según experiencias y observaciones (Terzaghi 1969. Ref. 1) relativas a cómo las cimentaciones fallan por capacidad de carga, esta ocurre al sobrepasar el esfuerzo cortante (rotura por corte) del suelo de desplante de la cimentación.

Son tres los tipos clásicos de falla bajo las cimentaciones:

- a) Falla general por esfuerzos cortantes. Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas (suelos prácticamente

*/ Aunque la capacidad del suelo para soportar carga según el tipo de suelo en cada punto varía con la profundidad, el tipo de estructura a colocar se ajustará a la zona del proyecto según el estudio geotécnico. La capacidad de respuesta del suelo para soportar presiones por efecto de las cargas según el caso, indica la resistencia que se debe tener en cuenta en el diseño de las fundaciones según Terzaghi.

incompresibles o suelos compactos).

- b) Falla por punzonamiento (En suelos muy compresibles en relación con su resistencia al corte).
- c) Falla local por esfuerzos cortantes. Se tiene en arenas medias y flojas y en arcillas suaves (suelos altamente compresibles o suelos sueltos).

La falla general debida a los esfuerzos cortantes que se generan se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno, como se puede observar en la fig.I-15.

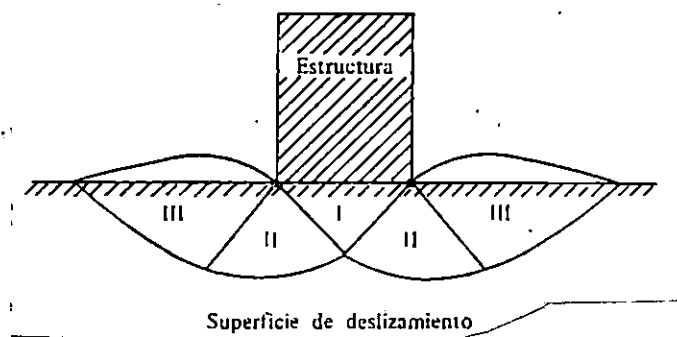


Fig. I-15. *Falla por corte general.*

La falla por punzonamiento (Fig. I-16) se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación mediante la compresión del suelo inmediatamente debajo de ella.

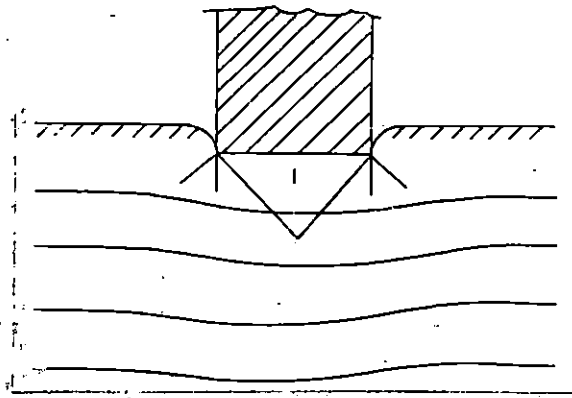


Fig. I-16. *Falla por punzonamiento*

La falla por corte local (Fig. I-17) representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento.

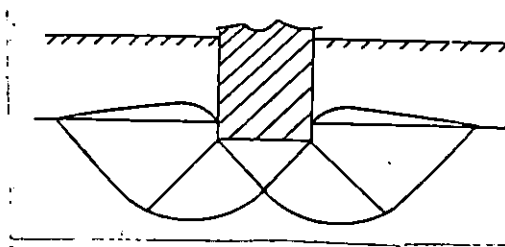


Fig. I-17. *Falla por corte local.*

Para la resolución de los problemas relativos a la capacidad de carga de las cimentaciones, en la práctica, el Dr.

Karl Terzaghi, Ref. 1 propuso el mecanismo de falla general mostrado en la Fig. I-18.

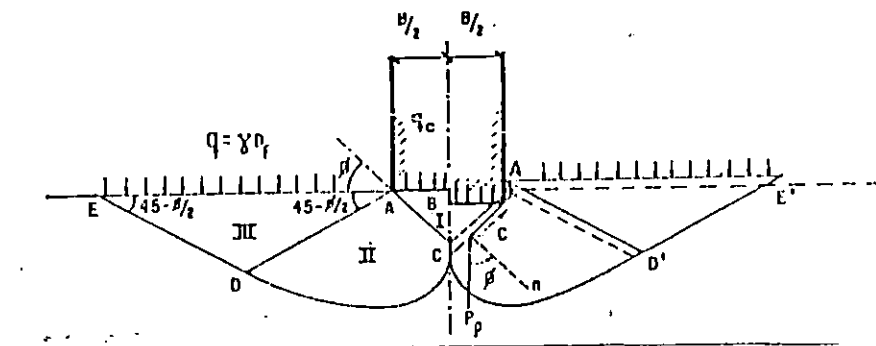


Fig. I-18. *Mecanismo de falla de un cimiento continuo poco profundo según Terzaghi*

En el caso de falla general, en una cimentación continua (corrida) para el instante de la falla el Dr. Terzaghi presentó la ecuación para determinar la capacidad de carga como sigue:

$$q_u = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{Ec. (I-7)}$$

Donde "q" es la capacidad de carga límite del suelo abajo de la cimentación. Donde N_c , N_q y N_γ son coeficientes sin dimensiones que se llaman factores de capacidad de carga que dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo y son debidos a la cohesión, a la sobrecarga y al peso del suelo.

Con la ecuación anterior se puede calcular la capacidad de carga límite de una cimentación continua y poco profunda (profundidad con desplante igual o menor que el ancho de la

cimentación). Cuando se trate de falla local y punzonamiento, el Dr. Terzaghi corrigió su fórmula para falla general así:

$$q_d = C.N_c' + \gamma.D_x.N_q' + 0.5\gamma.B.N_\gamma' \quad \text{Ec. (I-8)}$$

Los valores de N_c , N_q y N_γ para falla general se obtienen empleando las curvas de trazo continuo de la fig. I-19 y los valores de N_c' , N_q' , N_γ' para falla local empleando las curvas punteadas. Su uso es el siguiente:

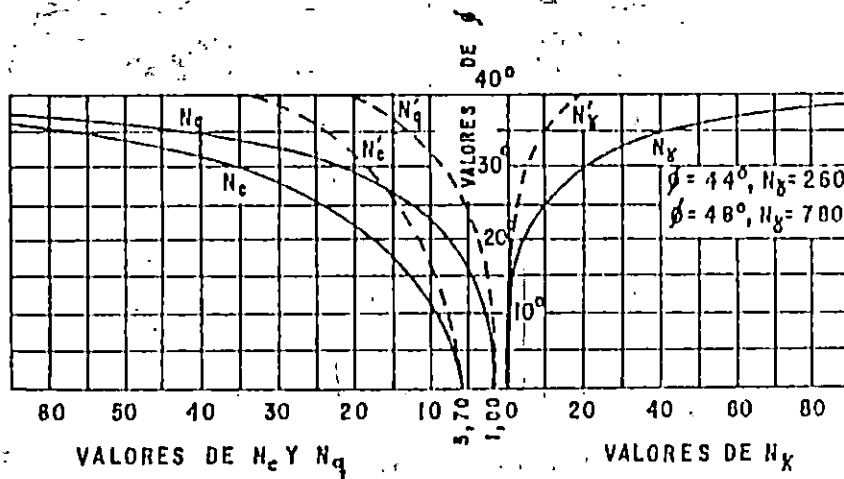


Fig. I-19. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

Con el valor del ángulo de fricción interna, en el gráfico de la Fig. I-19 se entra al eje de las ordenadas, trazando una línea horizontal hasta donde intercepte la línea continua de N_c , N_q y N_γ , luego se traza una línea vertical hasta interceptar el eje de las abscisas en donde se obtienen los valores respectivos.

De forma análoga se procede para determinar los valores de

N_c' , N_q' o N_γ' con las líneas punteadas.

En el caso de falla local y punzonamiento, se considera que el suelo es particularmente flojo o poco compacto (Ej. relleno reciente), Terzaghi propone utilizar la misma fórmula de falla general, pero aplicando una reducción de un tercio (33%) sobre la cohesión (C), o sea que con $C' = 2/3C$, la ecuación quedaría así: $q_d = 0.66 C.N_c' + \gamma.D_x.N_q' + 0.5\gamma.B.N_\gamma'$, para asegurar los estados de esfuerzos y de deformación, de resistencia o capacidad de carga, la estabilidad del suelo y que se mantenga funcionando la estructura en términos de servicio-funcionalidad.

Para el caso de cimentaciones cuadradas o circulares no hay estudio teórico que resuelva la determinación de la capacidad de carga, como en el caso anterior (cimentaciones corridas o continuas). Sin embargo, el Dr. Terzaghi modificó su fórmula fundamental a base de resultados experimentales y presentó las siguientes fórmulas empíricas:

Para zapatas cuadradas y falla general:

$$q_d = 1.3 c.N_c + \gamma.D_x.N_q + 0.4\gamma.B.N_\gamma \quad \text{Ec. (I-9)}$$

Para zapatas cuadradas y falla local o punzamiento:

$$q_d = 1.3 c'.N_c' + \gamma.D_x.N_q' + 0.4\gamma.B.N_\gamma' \quad \text{Ec. (I-10)}$$

En esta fórmula también el valor de c' es $2/3 c$

Para zapatas circulares y falla general:

$$q_d = 1.3 c.N_c + \gamma.D_x.N_q + 0.6\gamma.R.N_\gamma \quad \text{Ec. (I-11)}$$

Para zapatas circulares y falla local y punzonamiento.

$$q_a = 1.3 c' \cdot N_c' + \gamma \cdot D_z \cdot N_q' + 0.6 \gamma \cdot R N_\gamma' \quad \text{Ec. (I-12)}$$

En todas las expresiones anteriores:

q_a = Capacidad de carga límite en Tm/m² o en Kg/m²

c = Cohesión del suelo en Tm/m² o en Kg/m²

γ = Peso volumétrico del suelo en Tm/m³ o en Kg/m³

D_z = Profundidad de desplante de la cimentación en metros

B = Ancho de la zapata, cuadrada, o dimensión menor de la zapata rectangular en metros.

R = Radio de la zapata circular en metros.

$N_c, N_q, N_\gamma, N_c', N_q'$ y N_γ' = Factores de capacidad de carga que se obtienen de la Fig. I-19.

El valor de q_a es el de esfuerzo límite y no el admisible o de diseño de la cimentación. La capacidad de carga admisible (q_{adm}) se obtiene dividiendo la capacidad de carga límite (q_a) por un factor de seguridad que Tersaghi recomienda que no sea menor de tres.

La capacidad de carga de un suelo granular depende por sobre todo del peso unitario " γ " y del ángulo de fricción interna del suelo " ϕ ", variando ambos principalmente en la densidad relativa del suelo. Los suelos compactos densos tienen valores más grandes de γ y ϕ , y consecuentemente, mayor

capacidad de carga. Los suelos compactados naturalmente (o preconsolidados) no son muy compresibles, por consiguiente, los asentamientos causados son pequeños. Los suelos sueltos, tienen valores pequeños de γ y ϕ , y una baja capacidad de carga. Bajo la acción de carga moderada los suelos sueltos pueden sufrir grandes asentamientos, principalmente cuando están sometidos a vibraciones.

La capacidad de carga de los suelos arcillosos depende por sobre todo de su consistencia (o fuerza de corte), una arcilla de consistencia muy rígida o dura, tendrá mayor capacidad de carga que una arcilla de consistencia media o suave. En la Tabla I-16 se dan las presiones admisibles (q_{adm}) recomendables para diferentes consistencias de las arcillas para cimentaciones continuas y cuadradas a partir de la prueba SPT con el número de golpes N.

TABLA I-16.

Presiones admisibles recomendables en arcillas de diferentes consistencias

Descripción de la arcilla	N	qa	qd cuadrada	qd continua	qa cuadrada	qa continua	E = Kg/cm ²
Muy blanda	Menos de 2	Menos de 0.25	Menos de 0.92	Menos de 0.71	Menos de 0.30	Menos de 0.22	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	0.92 a 1.85	0.71 a 1.42	0.30 a 0.60	0.22 a 0.45	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	1.85 a 3.70	1.42 a 2.85	0.60 a 1.20	0.45 a 0.90	45-90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	3.70 a 7.40	2.85 a 5.70	1.20 a 2.40	0.90 a 1.80	90-200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	7.40 a 14.80	5.70 a 11.40	2.40 a 4.80	1.80 a 3.60	
Dura	Más de 30	Más de 4.00	Más de 14.80	Más de 11.40	Más de 4.80	Más de 3.60	

N = Número de golpes en el ensayo normal de penetración

qu = Resistencia a compresión simple en Kg/cm²

qd = Capacidad a carga a ruptura en Kg/cm²

qa = Presión admisible aconsejable en Kg/cm² para coeficiente de seguridad de 3.

E = Módulo de elasticidad estático en Kg/cm².

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6.

Además de las ecuaciones de Terzaghi, Skempton determinó experimentalmente y con cierto criterio intuitivo, que el valor de N_c queda afectado por la profundidad de desplante de la cimentación, creciendo, hasta cierto límite, a medida que la profundidad de desplante aumenta, hasta que la relación D_f/B sea mayor que 4.

Skempton propuso que para determinar la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos se emplee una expresión semejante a la de Terzaghi (Ec. I-13):

$$q_u = cN_c + \gamma D_f \quad \text{Ec. (I-13)}$$

Pero con la diferencia de que ahora N_c ya no tiene el valor fijo de 5.7 para $\phi = 0$, (ver gráfica de la Fig. I-19) sino que varía con la relación D_f/B , en la que D_f es la profundidad de desplante de la cimentación y B el ancho de la misma.

Los valores propuestos por Skempton para N_c son los mostrados en la Tabla I-17.

TABLA I-17

Valores de N_c según Skempton.

Df/B	Nc	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua.
0.6	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.0	7.50
> 4.00	9.0	7.50

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6.

CRITERIOS PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DE UN PILOTE.

El procedimiento básico para calcular la carga última que puede soportar un pilote es: El método estático.

El método estático considera la resistencia por apoyo de la punta y la resistencia por fricción en la superficie lateral del pilote, es decir:

$$R_t = R_p + R_f \quad \text{Ec. I-14}$$

En donde:

R_t : Es la resistencia total última del pilote

R_p : Es la resistencia última por apoyo en la punta

R_z : Es la resistencia última por fricción en la superficie lateral del pilote.

Terzaghi ha propuesto las siguientes ecuaciones para calcular R_p y R_z , o sea la capacidad última de carga de los pilotes.

* Para el cálculo de R_p se tiene:

Para pilotes cuadrados:

$$R_p = B^2(1.3 C.N_c + \gamma_s.D_z.N_q + 0.4\gamma_s.B.N_w) \quad \text{Ec. (I-15)}$$

Para pilotes circulares:

$$R_p = \pi r^2(1.3C.N_c + \gamma_s.D_z.N_q + 0.6 \gamma_s.r.N_w) \quad \text{Ec. (I-16)}$$

En donde:

B : Lado de la sección transversal cuadrada del pilote, en metros.

r : Radio de la sección transversal circular del pilote, en metros.

Esta R_p es la resistencia última por cada estrato que atravieza el pilote.

* Para el cálculo de R_z , se tiene:

$$R_s = A_1.F_1 + A_2.F_2 + A_3.F_3 + \dots + A_n.F_n \quad \text{Ec. (I-17)}$$

$A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ = Area lateral del pilote en los estratos 1,2,3, etc.

$F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ = Valor último de la fricción en la superficie lateral del pilote en los estratos 1,2,3,etc.

La fricción lateral para condiciones medias se puede obtener de la tabla I-18.

TABLA I-18

Fricción Lateral según tipo de suelo.

Tipo de suelo	Fricción lateral (Tm/m ²)
Arcilla suave y limo	1.0 - 2.0
Limo arenoso	2.0 - 5.0
Arcilla rígida	4.0 - 10.0
Arena suelta	2.0 - 3.0
Arena densa	3.0 - 10.0

Adaptada de Crespo 1993. Ref. 6

Para obtener la carga admisible del pilote tiene que dividirse la resistencia última (R_s) por un factor de seguridad igual a tres.

TABLA A

*Ecuaciones de capacidad de carga según el tipo de zapata y
la falla por esfuerzo cortante en el suelo
(según el dr. K. Terzaghi)*

TIPO DE ZAPATA	FALLA POR ESFUERZO CORTANTE EN EL SUELO	q (Kg/cm ²)
CIMENTACION CORRIDA	FALLA GENERAL	$C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
CIMENTACION CORRIDA	FALLA LOCAL O PUNZONAMIENTO	$C' \cdot N_c' + \gamma \cdot D_f \cdot N_q' + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
ZAPATA CUADRADA	FALLA GENERAL	$1.3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
ZAPATA CUADRADA	FALLA LOCAL O PUNZONAMIENTO	$1.3 C' \cdot N_c' + \gamma \cdot D_f \cdot N_q' + 0.4 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$
ZAPATA CIRCULAR	FALLA LOCAL	$1.3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \gamma \cdot R \cdot N_\gamma$
ZAPATA CIRCULAR	FALLA LOCAL O PUNZONAMIENTO	$1.3 C' \cdot N_c' + \gamma \cdot D_f \cdot N_q' + 0.6 \gamma \cdot R \cdot N_\gamma$

CALIDAD DEL SUELO.

La calidad del suelo de cimentación la establecen principalmente sus características mecánicas y físicas. Estas le dan su capacidad de soportar cargas, impuestas o solicitadas, sin que se produzcan falla en su masa, además, definen cuánto un suelo es mejor que otro.

Estos parámetros sirven para calcular la estabilidad de las fundaciones, determinando la capacidad de carga del suelo de cimentación.

El Dr. K. Terzaghi estableció que la capacidad de carga del suelo de cimentación, se obtiene relacionando los parámetros de peso volumétrico húmedo (γ_h), ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (C), y lo expresó en forma de ecuación general así:

$$q_u = CNc + \gamma D_z N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

El aumento o disminución de la capacidad de carga del suelo (q_u), dependerá en gran medida de los parámetros del suelo, ya que , cuánto mayor sea el peso volumétrico (γ), el ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión (C), mayor será su capacidad de soportar cargas.

En El Salvador los estratos superficiales de suelo a profundidades normales de 0.00 m a 10.00 m desde la superficie, en su mayoría están constituidos por cenizas volcánicas ácidas

piroclastitas y epiclastitas de la formación San Salvador. *

Hay zonas del Territorio Nacional donde predomina un tipo de suelo particular, por ejemplo las arenas pómez que se encuentran en bancos superficiales, en los departamentos de Ahuchapán, Santa Ana, San Miguel, La Paz y San Salvador. Para algunos suelos de pómez las características mecánicas que son de mucho interés son las siguientes:

CARACTERISTICAS MECANICAS DE ALGUNAS ARENAS DE POMEZ	
γ_n	0.713 Kg/m ³
ϕ	28.0°
C	0.10 Kg/cm ²
W	25.0 %

Tomado de "Elaboración de bloques de concreto ligero de pómez para vivienda de bajo costo"

Ricardo A. Ortíz T. y otros. UES 1993.

Este tipo de suelo es susceptible a la erosión, socavación, tubificación y a disminuir rápidamente su resistencia cuando se satura hasta llegar a la soltura.

Otro tipo de suelo característico en algunas zonas de El

* Las cenizas volcánicas son comunes en la mayor parte del territorio nacional y lo constituyen en una buena parte superficialmente dada su característica de ser recientes por la permanente evolución activa del ambiente volcánico predominante en la faja donde se constituye el país.

Salvador es el arcilloso, similarmente puede encontrarse en los departamentos de Ahuachapán, Sonsonate, Cuscatlán y San Miguel. Por ejemplo en una zona de potencial desarrollo urbano al Sur-Oriente de la ciudad de San Miguel, el suelo predominante es arcilloso, sus parámetros son los siguientes:

CARACTERISTICAS MECANICAS Y FISICAS DE LOS SUELOS ARCILLOSOS AL SUR-OESTE DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL	
γ_n	1.47 Kg/m ³
ϕ	16.0°
C	1.30 Kg/cm ²
w	34.0 %

Tomado de "Guía para pruebas de suelos que se realizan en campo y laboratorio aplicado a obras de ingeniería civil". Oscar Romero Chávez Gallo y otros, UES, 1993.

Este tipo de suelo es susceptible a los cambios volumétricos debido a los cambios de humedad del suelo.

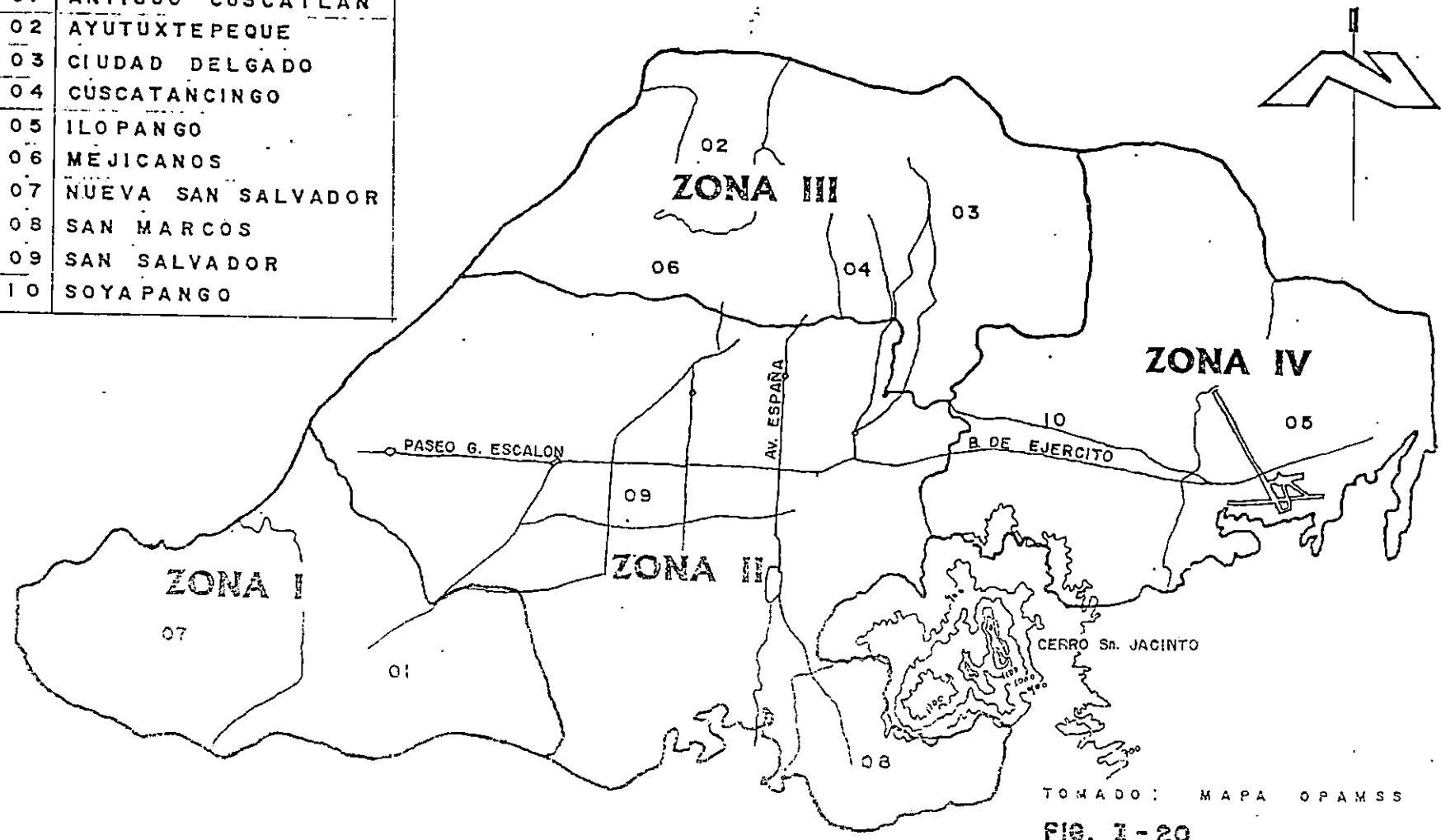
Estos dos tipos de suelo con características de arena o arcillas son más frecuentes en algunas zonas de El Salvador.

En el área de metropolitana de San Salvador (AMSS) se han realizado numerosas pruebas de penetración estándar (S.P.T.), con el fin de establecer una zonificación del AMSS, en base al tipo de suelo predominante y sus características mecánicas particulares (Cabrera León, UAE, 1994. Ref. 9). También se han

realizado pruebas de compresión triaxial, con el objeto de establecer los parámetros para evaluar sus capacidades de soporte. Los resultados de esta investigación están contenidos en las tablas I-19a y I-19b. Así, se ha cartografiado la zonificación en base al mapa local del área metropolitana de San Salvador (Fig. I-20) definiendo las zonas caracterizadas por los parámetros del suelo predominante.

ZONIFICACION DEL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (A.M.S.S.)

No.	MUNICIPIO
01	ANTIGUO CUSCATLAN
02	AYUTUXTEPEQUE
03	CIUDAD DELGADO
04	CUSCATANCINGO
05	ILOPANGO
06	MEJICANOS
07	NUEVA SAN SALVADOR
08	SAN MARCOS
09	SAN SALVADOR
10	SOYAPANGO



TOMADO: MAPA OPAMSS 1990.
 FIG. I-20

TABLA I-19a
Propiedades físicas y mecánicas de los suelos, según zona del Área Metropolitana
de San Salvador (AMSS)
Valores máximos y mínimos

TIPO DE SUELO (S.U.C.S)	ZONA	U (%)		e		G _w (%)		γ _h (kg/m ³)		γ _s (kg/m ³)		G _s		δ ^o		C (Kg/cm ²)	
		mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.
SM ARENA LINDSA	I	22.0	41.00	1.07	2.22	37.00	67.00	1120	1466	776	817	2.33	2.50	17.35	34.60	0.00	0.40
	II	11.0	41.00	0.44	1.41	42.00	89.00	1300	1690	901	1430	2.02	2.70	15.50	50.77	0.05	1.72
	III	18.0	24.00	0.99	1.43	35.99	51.11	1300	1770	1151	1405	2.49	2.00	25.90	46.04	0.10	0.65
	IV	12.0	30.10	0.61	1.30	27.72	70.11	1300	1650	1166	1635	2.16	2.75	12.10	52.00	0.01	2.00
PROMEDIO		24.09		1.20		53.51		1450.50		1170.1		2.40		31.09		0.63	
ML LIND ARENOSO	I	19.0	40.00	0.78	1.48	33.00	90.00	1200	1573	1009	1180	2.10	2.50	20.05	43.60	0.00	0.65
	II	12.0	43.00	0.52	1.47	38.83	101.34	1017	1766	996	1400	2.25	2.50	9.97	53.00	0.00	2.50
	III	30.1	38.00	0.98	1.29	62.21	85.50	1414	1605	1022	1182	2.34	2.37	21.00	33.10	0.05	0.10
	IV	9.31	19.60	0.52	1.20	35.17	87.42	1299	1598	1105	1455	2.30	2.56	26.70	40.90	0.00	0.40
PROMEDIO		26.40		1.03		66.70		1435.00		1168.65		2.39		31.15		0.49	

Adaptado de: "Interpretación de algunas propiedades ingenieriles de las cenizas volcánicas del A.M.S.S. Usos prácticos de la geotecnia".
 Ana F. Cabrera León y Vladimir A. Hajano Trejo (UAE, 1994).

$\frac{kg}{cm^2} = \frac{1000}{10000} = 0.1$

TABLA I-19b
Propiedades físicas y mecánicas de los suelos, según zona del área Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.)
Valores promedio

TIPO DE SUELO (S.U.C.S.)	ZONA	H (%)	e	Gw (%)	γ_h (kg/m ³)	γ_s (Kg/m ³)	Gs	ϕ (°)	C (Kg/cm ²)	q_{adm} (#) (Kg/cm ²)	(+) Observación
SM ARENA LIQUIDA	I	32.83	1.70	49.24	1266.67	800.33	2.44	24.29	0.23	0.40	H, C
	II	20.04	0.79	60.48	1483.00	1215.33	2.53	36.94	0.69	1.70	B
	III	23.80	1.16	44.80	1436.80	1234.10	2.61	39.69	0.27	1.50	B
	IV	16.95	0.92	48.86	1499.28	1342.20	2.49	36.27	0.36	1.20	B
PROMEDIO PONDERADO		23.41	1.14	50.85	1421.44	1348.07	2.52	34.30	0.39		
ML LIMO ARENOSO	I	28.65	1.27	57.27	1383.67	1076.00	2.41	28.40	0.33	0.50	H, C
	II	25.14	0.88	72.95	1565.37	1242.82	2.41	34.36	0.71	1.70	B
	III	34.17	1.09	74.03	1513.17	1128.17	2.36	27.45	0.08	0.40	H, C
	IV	16.38	0.84	48.26	1494.05	1304.90	2.43	35.14	0.13	1.60	B, C
PROMEDIO PONDERADO		26.09	1.02	63.13	1489.07	1188.00	2.40	31.30	0.31		

Adaptado de: "Interpretación de algunas propiedades ingenieriles de las cenizas volcánicas del A.M.S.S. Usos prácticos de la geotecnia".
 Ana F. Cabrera León y Vladimir A. Majano Trejo (UAE, 1994).

* $q_{adm} = 1/3 (1.3Nc' + \gamma_s DfNq' + 0.4\gamma_s B N' \gamma)$; $Df = 1.00$ m y $B = 1.00$ m

- + Observaciones: B: Bueno para cimentar
- R: Regular para cimentar
- M: Malo para cimentar
- C: Mejorar su capacidad de soporte mediante la restitución y compactación con suelo natural y sano.

CASOS POSIBLES DE CIMENTACION

El objeto de una cimentación es propiciar que las cargas de la estructura, a través de sus elementos como muros de carga, zapatas, columnas, etc. se transmitan al terreno produciendo en éste un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir falla local, falla general o asentamientos.

TIPOS DE CIMENTACION:

Hay dos grupos de cimentaciones: cimentaciones directas y cimentaciones indirectas (Crespo 1993. Ref. 6). En una cimentación directa los elementos verticales (columnas) de una estructura llegan al suelo a través del sistema columna-zapata y este descansa directamente sobre él. El ensanchamiento de la sección transversal es en la zapata con el fin de repartir las fuerzas transmitidas y así reducir el esfuerzo unitario que se transmite al suelo.

De este tipo de cimentación son : las soleras de fundación, zapatas de muros, zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas en voladizo, losas de cimentación y los muros.(Fig. I-21). Las cimentaciones indirectas son las que se lleva a cabo auxiliandose de pilotes para transmitir las cargas.(Fig.I-22).

COMO ESCOGER LA CIMENTACION MAS ADECUADA

Para seleccionar el tipo de cimentación más adecuado con las características mecánicas del suelo de desplante, y para que los asentamientos totales y diferenciales queden dentro de los límites permitidos según el tipo de estructura, se pueden seguir los lineamientos siguientes:

- a- Usar zapatas aisladas en suelos de baja compresibilidad (C_c menor a 0.20) y donde los asentamientos diferenciales entre columnas puedan ser controlados.

- b- Cuando se encuentren suelos con compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas.

La intensidad de las cargas indicará si se unen las zapatas en una o más direcciones.

- c- Cuando las cargas sean bastante pesadas y se empleen zapatas continuas y éstas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta, es más económico usar una sola losa (placa) de cimentación.

- d- En suelos que presenten una compresibilidad mediana,

alta o muy alta, y que además tengan baja capacidad de carga, es recomendable el uso de cimentaciones compensadas */. Estos suelos pueden presentar un índice de compresión C_c desde 0.2 hasta más de 0.4.

- e- Cuando la cimentación por compensación no sea económicamente adecuada para soportar las cargas, pueden combinarse la compensación parcial y pilotes de fricción.

Cuando las cargas sean demasiado elevadas conviene, para el caso de suelos de baja capacidad de carga, usar pilotes de punta apoyados en un estrato resistente.

Para las arcillas la expresión de la compresibilidad es:

$$C_c = 0.009(LL-10) \quad \text{Ec. (I-18)}$$

Para suelos de baja plasticidad y rocas porosas, se ha encontrado que el índice de compresibilidad está relacionado con la relación de vacíos del suelo inalterado:

$$C_c = 0.75(e-a) \quad \text{Ec. (I-19)}$$

donde e : relación de vacíos

a : es una constante que varía de 0.2 para

*/ *Mejoramiento de suelos.*

rocas porosas a 0.8 para suelos muy micáceos.

- Profundidad de desplante en las cimentaciones:* (Crespo 1993. Ref.6)

a- En suelos cohesivos tipo CL:

$$z = h = Df = \frac{[(0.83 - 0.017 IP)IP]}{\gamma_n} - 4 \quad \text{Ec. (I-20)}$$

b- En suelos no cohesivos:

$$Df = (q_d/\gamma_n)*[\tan^2 (45^\circ - \phi/2)] \quad \text{Ec. (I-21)}$$

donde: IP: índice de plasticidad en %

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

q_d : capacidad de carga límite en Ton/m²

ϕ : El ángulo de fricción interna del suelo, en grados.

*/ Valido para zapatas y muros.

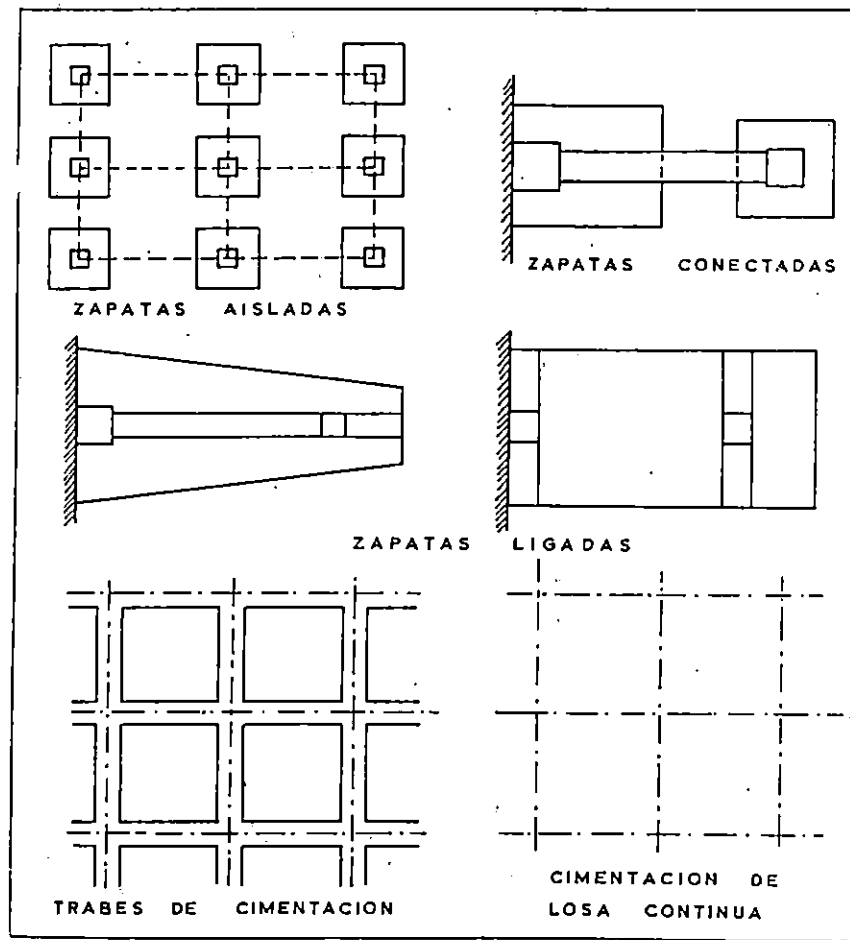


Fig. I-21. Tipos de cimentación/Adaptada de Crespo 1993, Ref. 6

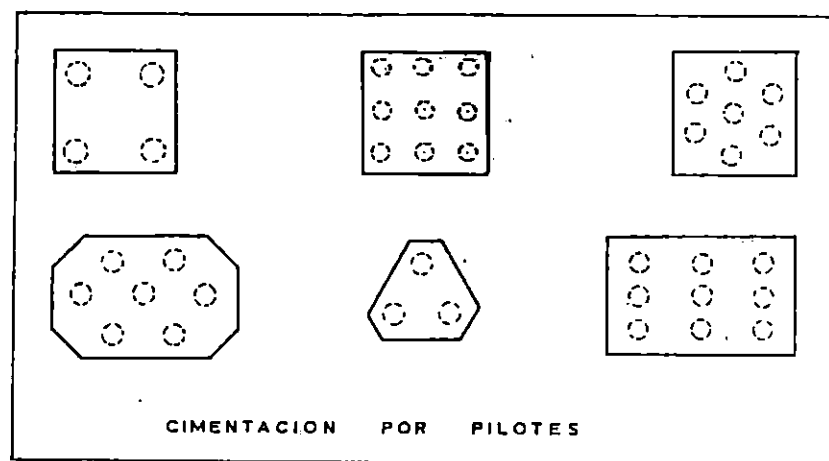


Fig. I-22. Cimentación por pilotes/Adaptada de Crespo 1993, Ref. 6

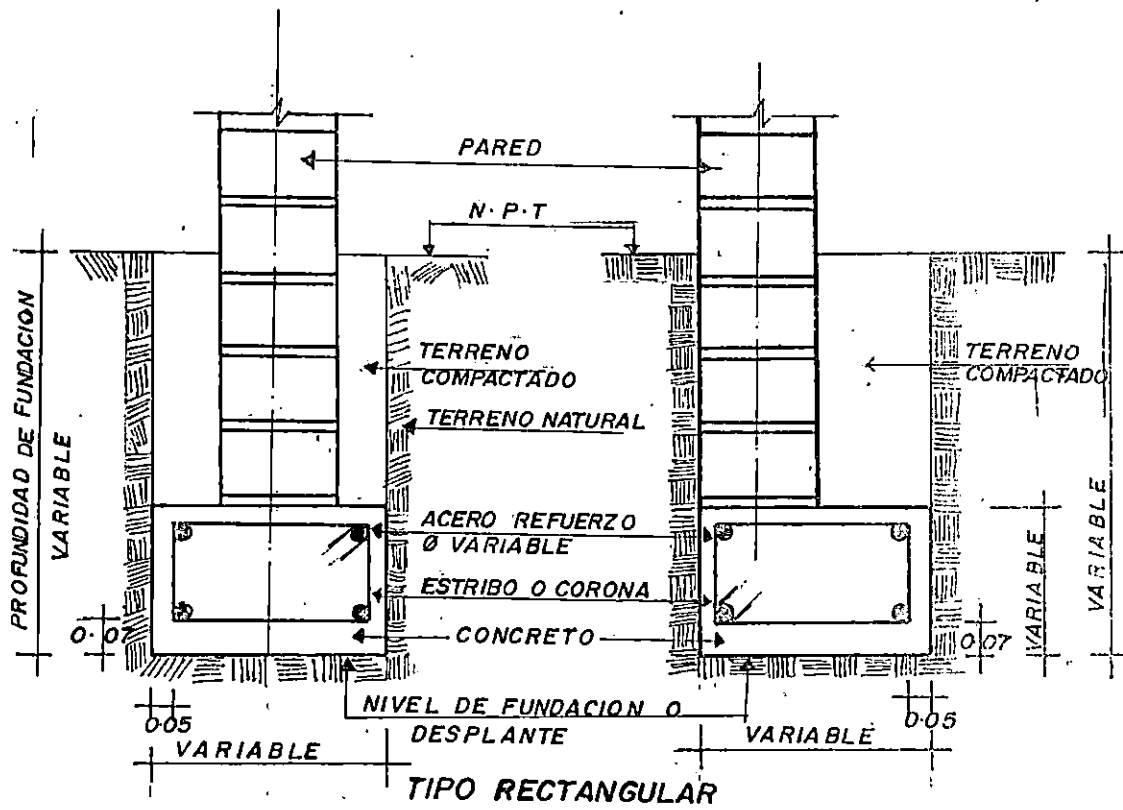
SOLERA DE FUNDACION.

Es el elemento estructural base de soporte en posición horizontal en forma corrida, que va enterrado 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. Este es el elemento rígido para sustentar la pared, y transmite las cargas al terreno natural y se ajusta a las condiciones constructivas requeridas por unidad de longitud.

Los tipos de soleras son los siguientes:

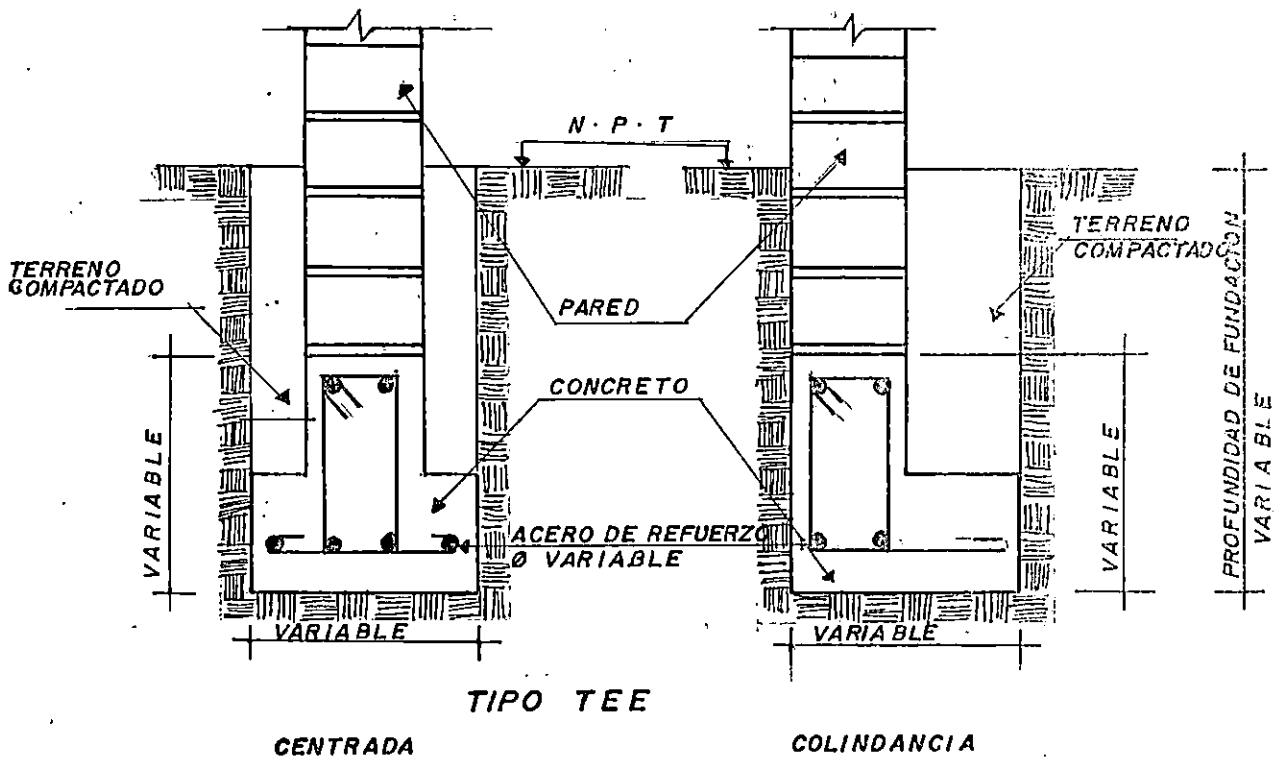
- Solera tipo rectangular (incluye cuadrada) centrada
- Solera tipo rectangular (incluye cuadrada) de colindancia
- Solera tipo TEE centrada
- Solera tipo TEE de colindancia

Como se muestran en la Fig. I-23.



CENTRADA

COLINDANCIA



CENTRADA

COLINDANCIA

ZAPATA.

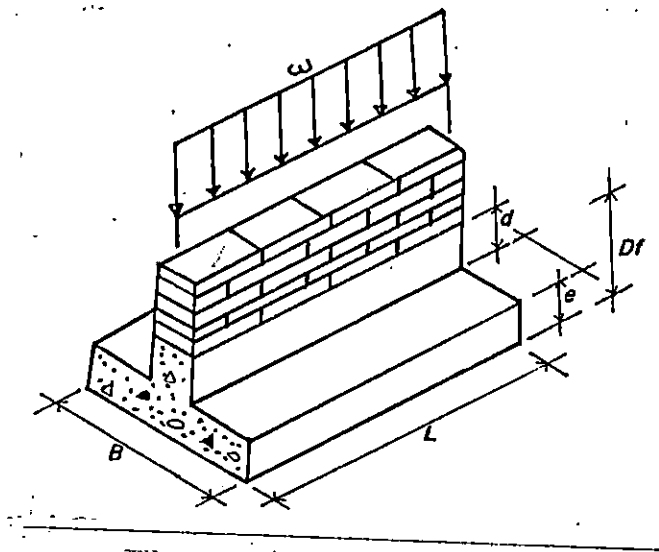
Es el elemento estructural utilizado en fundaciones para transmitir y repartir al suelo en forma de presión las cargas propias de la estructura y las que resultan de agentes exteriores (sismo, viento, impacto, u otra) a través de una área mayor a la de concentración de fuerzas (como en columnas), lo cual previene o reduce asentamientos posteriores a la estructura.

Hay cuatro tipos de zapatas:

- Zapata de muro de carga
- Zapata aislada e independiente para columnas
- Zapata combinada o corrida
- Zapata de voladizo o ligada

ZAPATA DE MURO DE CARGA: consiste en una franja continua de losa bajo el muro y de un ancho mayor que el espesor del mismo.

Esta clase de cimentación, debido a que la carga que soporta es uniformemente distribuida, puede diseñarse por unidad de longitud total del muro, a menos que en él ocurran cambios en las dimensiones o en la carga soportada. Fig.I-24.



- w = Carga distribuida
- B = Ancho
- L = Longitud de Zapata
- d = Altura de relleno
- D_s = Nivel de desplante
- e = Peralte
- b = Ancho del patín

Fig. I-24. Zapata de muro de carga

ZAPATA AISLADA E INDEPENDIENTE: 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. El área de contacto de dichas zapatas debe dimensionarse de tal manera que no excedan la capacidad de carga del suelo y que los asentamientos diferenciales estén dentro del rango tolerable ($0.001L-0.007L$, donde L , es la longitud entre columnas en centímetros), que no ocasione daños a la estructura. En nuestro medio son las más usadas por su buen funcionamiento y economía. Fig. I-25.

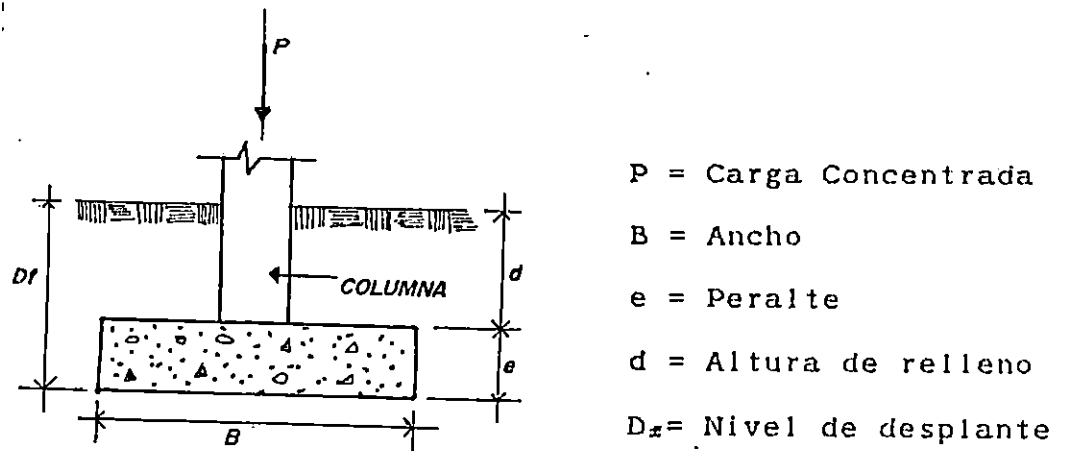
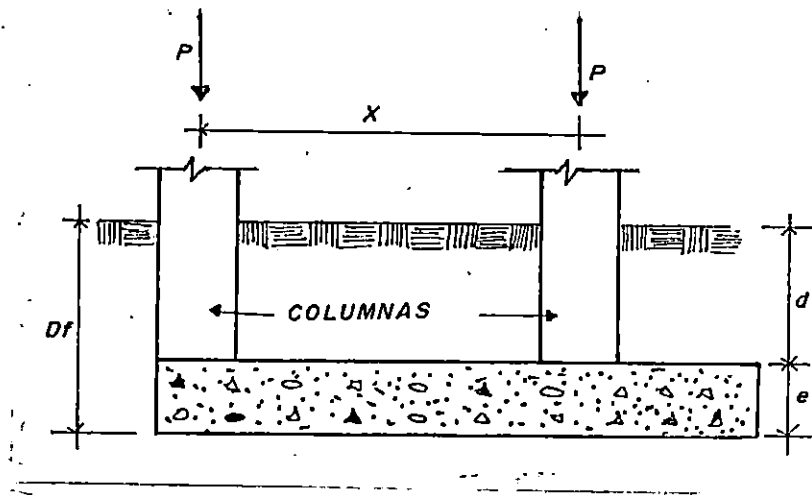


Fig. I-25. Zapata Aislada.

ZAPATA COMBINADA: soportan la descarga de dos o más columnas. 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. En este caso, la zapata aislada tendría carga excéntrica y su deformación sería mayor en el voladizo de la zapata. Por otra parte, las zapatas combinadas también se pueden utilizar cuando la distancia entre columnas es relativamente corta y al usar zapatas aisladas se traslaparían entre sí. Otra razón que hace necesario el uso de este tipo de zapata es cuando el suelo ofrece resistencia baja y esto obliga al empleo de mayor área de contacto o en el caso en que deban transmitirse grandes cargas y la zapata aislada no sea apropiada para inducir tales presiones al suelo. Fig. I-26.

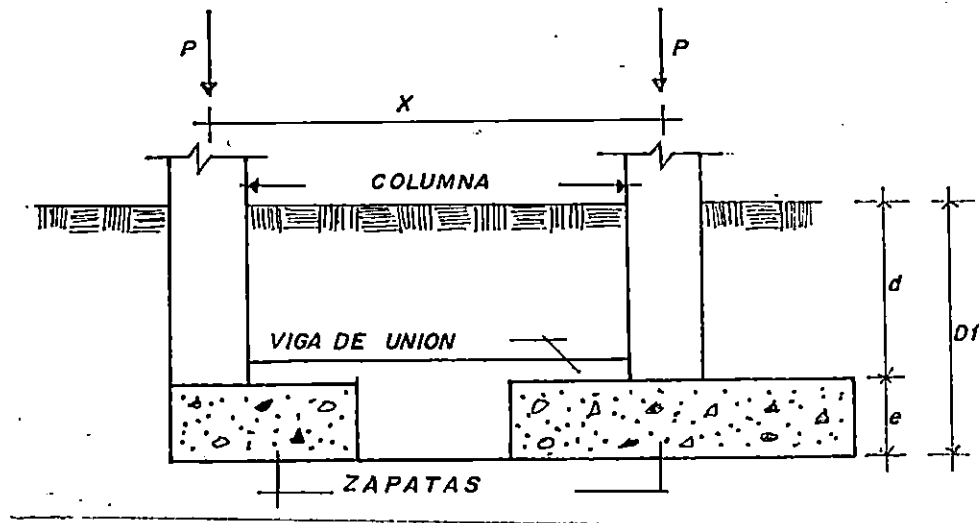


- | | |
|--------------------------------|----------------------------|
| P = Carga Concentrada | d = Altura de relleno |
| X = Distancia entre columnas | D_f = Nivel de desplante |
| e = Peralte | |

Fig. I-26. Zapata Combinada.

ZAPATA EN VOLADIZO: son similares a las zapatas corridas, excepto que la zapata de la columna exterior y de 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.

Una de las razones del uso de este elemento, es la reducción del costo, debido a que se necesita menos material que en una zapata combinada. Fig.I-27.



P = Carga Concentrada

e = Peralte

x = Distancia entre columnas

D_x = Nivel de desplante

d_x = Altura de relleno

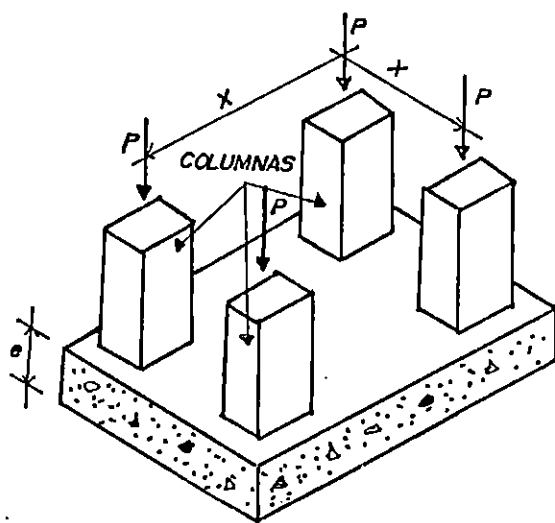
Fig. 1-27. Zapata en Voladizo

LOSA DE CIMENTACION: 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, y se necesita distribuir los esfuerzos al suelo a través de una área mayor.

Por lo general, las losas de cimentación deben ser diseñadas y construidas de tal manera que no permitan la filtración del agua, porque pueden estar sujetas a

levantamientos (en el caso de suelos de arcilla) debidos a la presión de esta. Aún, si no hay levantamientos es aconsejable su impermeabilización, para evitar que el suelo pierda humedad a través del concreto y esto podría aumentar la velocidad de los asentamientos.

Las losas de cimentación pueden apoyarse también sobre pilotes, donde el suelo es susceptible a grandes asentamientos. Generalmente, se construyen de concreto reforzado y pueden llegar a ocupar toda la superficie construida. Fig.I-28.



- P = Carga Concentrada
- x = Distancia entre Columnas
- e = Espesor de losa

Fig. I-28. Losa de Cimentación.

MUROS.

Los muros son estructuras que con frecuencia son útiles en las construcciones, estos son:

- a- Muro de Fundación: utilizado cuando el nivel de fundación o de desplante fijado para asentar la estructura es inadecuado y no se desea profundizar la solera de fundación.

La función del muro en este caso es la de sustituir el terreno inadecuado hasta el nivel requerido.

Los muros de fundación pueden construirse con diversos materiales como concreto simple o concreto armado, suelo cemento armado, mampostería de piedra, mampostería prefabricada reforzada, como el de la fig. I-29.

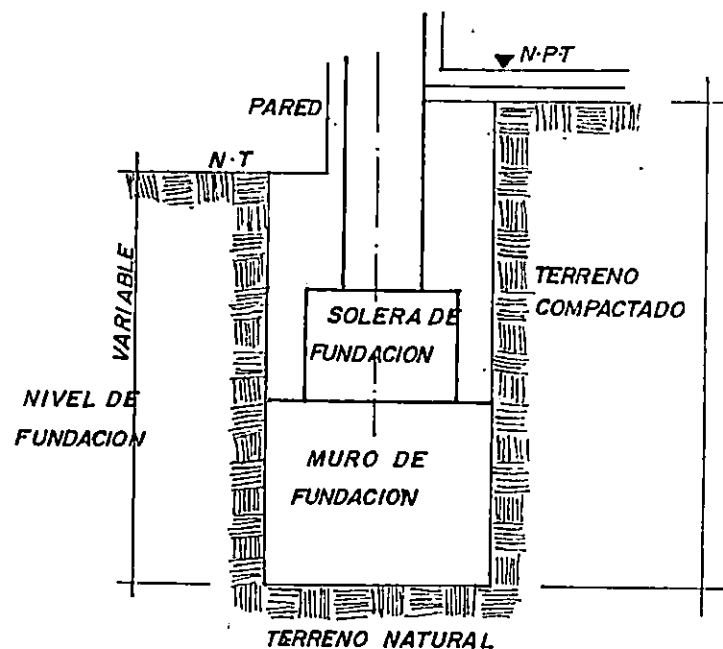
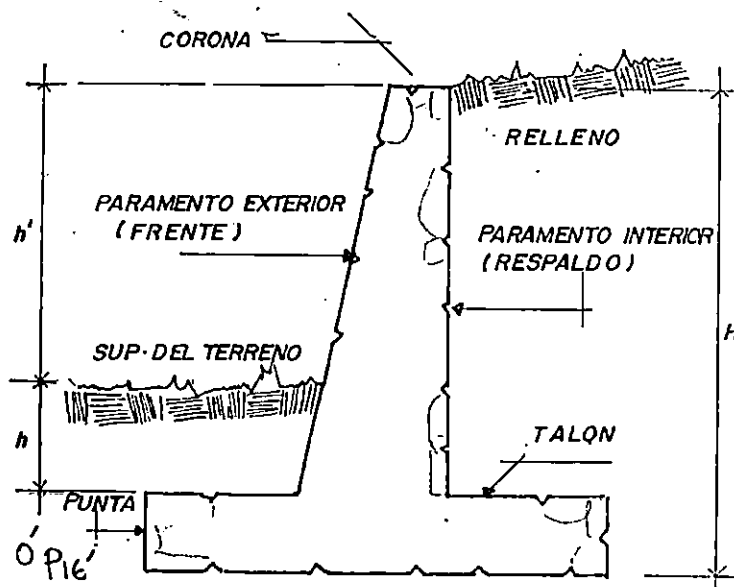


Fig. I-29. Muro de fundación.

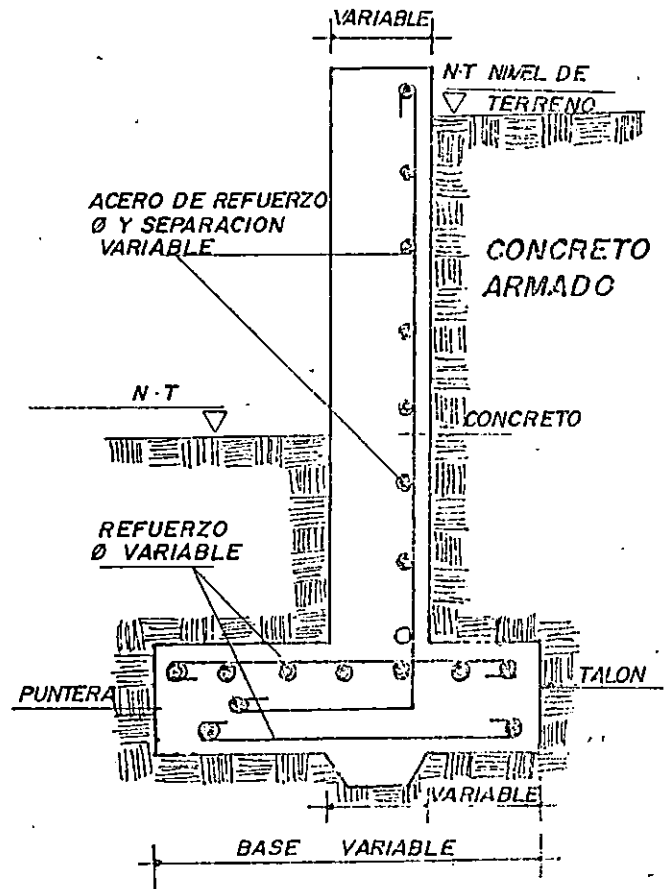
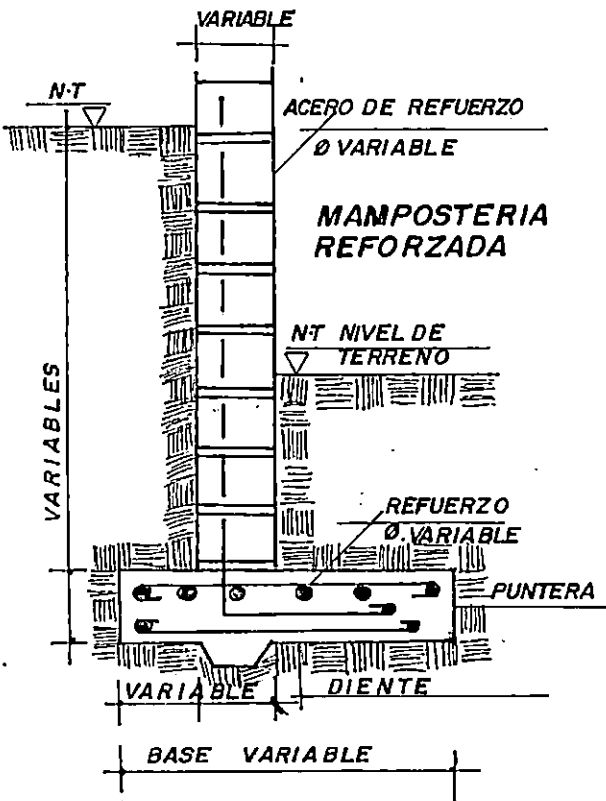
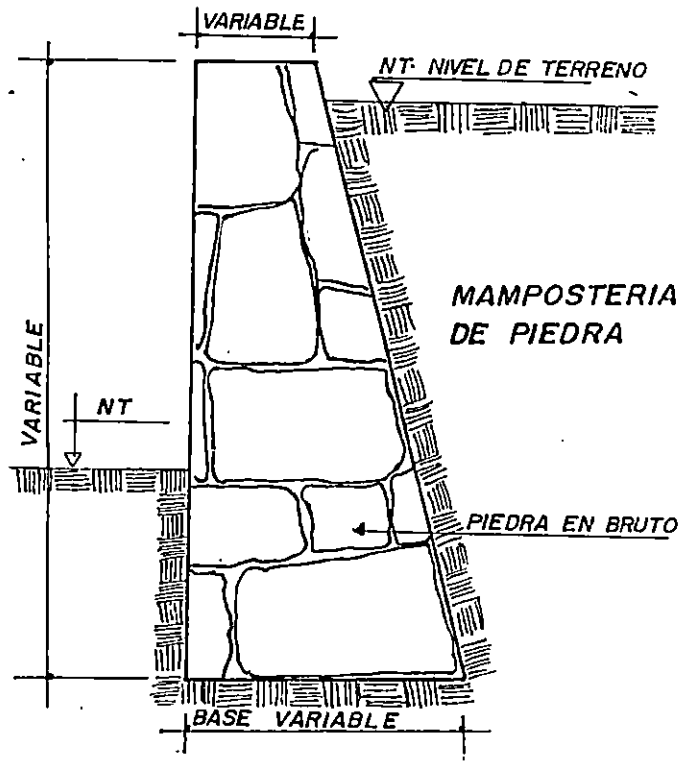
b- Muro de Retención : Generalmente es utilizado cuando es necesario resolver diferencias de nivel entre dos porciones de terreno en terrazas, ya sea por razones constructivas o de seguridad en la edificación o sus obras complementarias; y está definido como una estructura permanente, relativamente rígida, que soporta una masa de suelo. En la Fig. I-30 se muestra la sección típica de un muro de retención con sus elementos principales.

Pueden construirse con diversos materiales tales como: Concreto armado, mampostería de piedra, mampostería prefabricada reforzada Fig. I-31. En cualquiera de los casos, el muro deberá proveerse de drenajes por la infiltración de agua lluvia. Que debe ser evacuada.



H_o = Altura total del muro h_x = Desplante
 H_L = Altura libre

Fig. I-30. Sección de muro y sus elementos principales



En La Pregunta # 12

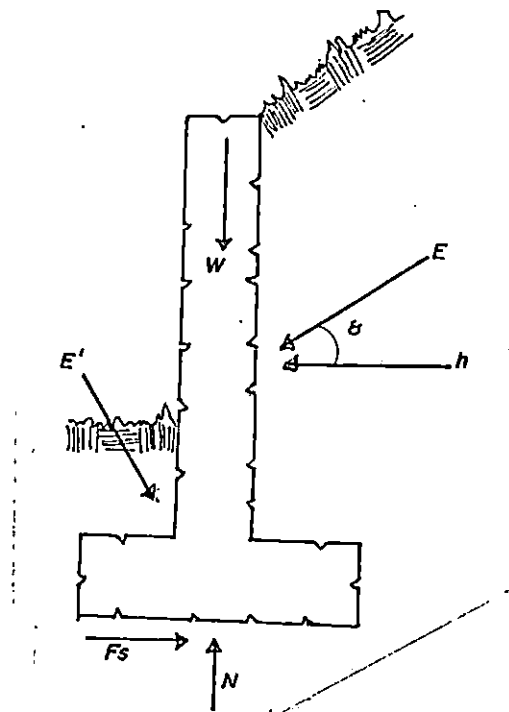
Formas y clases de muros de retención:

Los muros de retención se pueden clasificar así:

- 1- Muros de gravedad
- 2- Muros de concreto

1- Muros de gravedad: son los que resisten el empuje del suelo, por su propio peso. Se construyen de piedra o de concreto, que son materiales que pueden resistir esfuerzos de compresión y cortante, pero muy poca tracción. Y dentro de este tipo de muro están los siguientes:

* Muros sencillos: cuya sección es simple y adaptable según el terreno, la cual se mantiene uniforme en toda su longitud. Figs. I-32a, I-32b, I-32c.



W = Peso del muro

E = Empuje del relleno

N = Reacción Normal

F_s = Fuerza de fricción

Fig. I-32a. Muros sencillos.

FIG. 32c

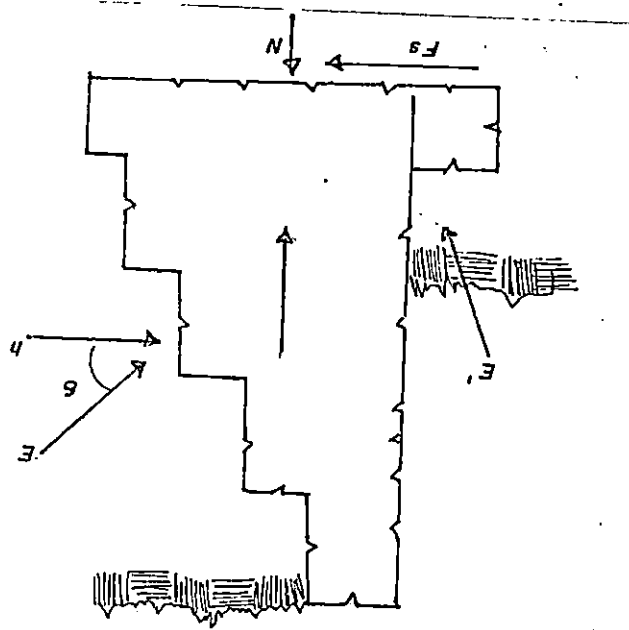
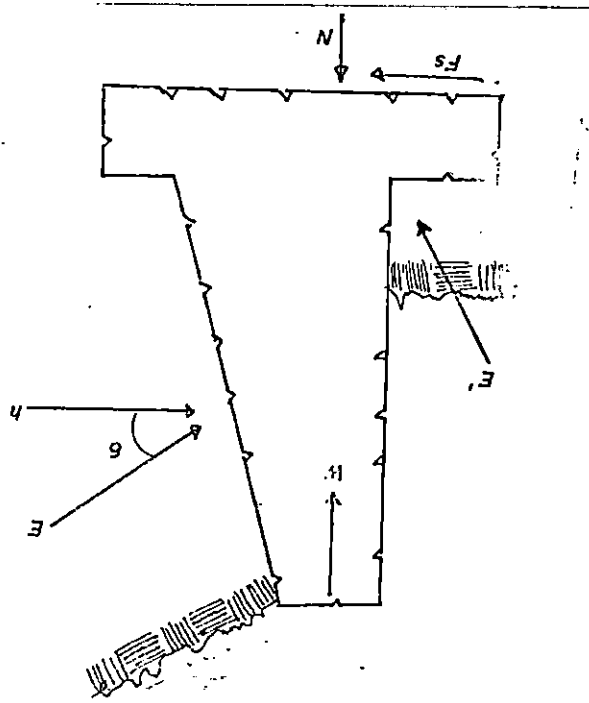


FIG. 1-32b



* Muros con contrafuerte: son muros sencillos que están debidamente reforzados con distanciamentos adecuados, construidos en el frente o en el respaldo del mismo. Los contrafuertes permiten economizar mampostería en el total de la obra. Sin embargo, no conviene que estén demasiado distantes entre sí, y además, deben estar fuertemente unidos con la parte continúa del muro, de modo que el empuje que se ejerce contra éste en los lienzos comprendidos entre los contrafuertes, sea eficazmente contrarrestado por éstos. Fig. I-33a, I-33b, I-33c.

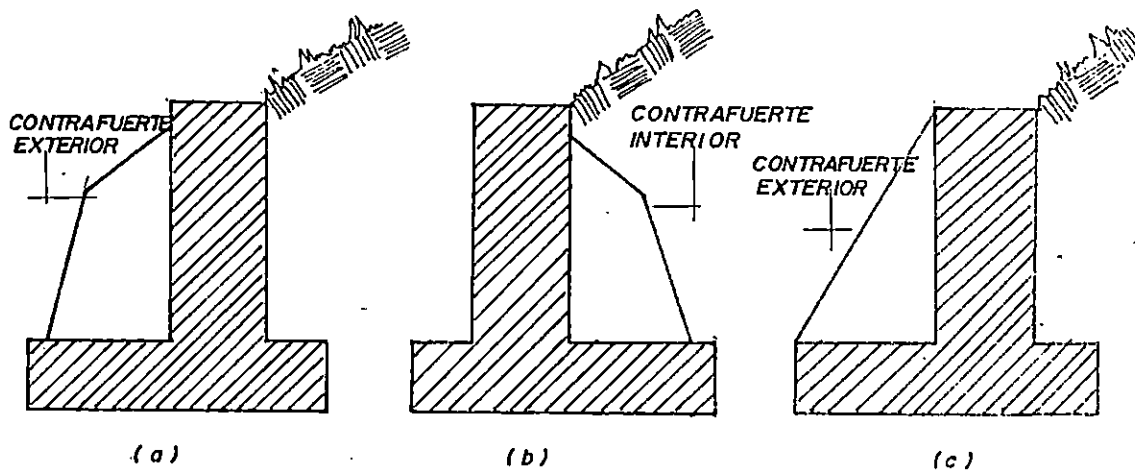


Fig. I-33. Muros con Contrafuerte

* Muros de celosía: se construyen de piezas de madera, vigas de concreto armado o de acero, formando un cajón relleno de tierra o de roca. Se usan en lugares donde los asentamientos constituyen un serio problema. La fuerza cortante en cualquier sección horizontal del muro, no debe exceder la resistencia al esfuerzo cortante del material de relleno. Fig. I-34.

* Muros Flexibles o Gabiones: son cestos de alambre tejido, y un esqueleto de aristas de varilla de hierro redondo o armado equivalente, los cuales se rellenan con gravas muy gruesas, piedra triturada o cantos rodados gruesos. Su estabilidad depende de la resistencia al esfuerzo cortante del material confinado *; y de la masa total, la resistencia al empuje del suelo. Fig. I-34b.

* Es importante y preferible que el material de piedra del que se rellena el gavión sea angulosa para que haya mayor trabazón entre granos y no deslice ni se tuersa fácilmente, garantizando estabilidad y no deformabilidad excesiva de la estructura.

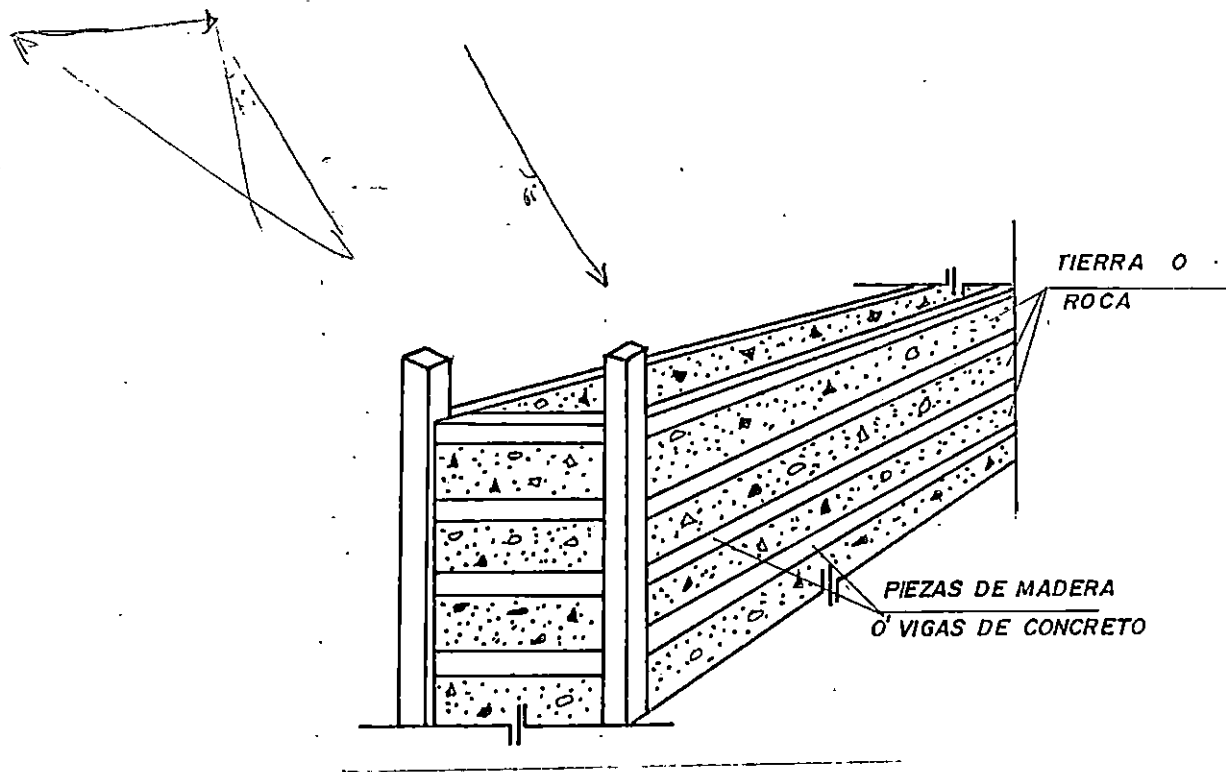


Fig. 1-34a. Muros de Celosía.

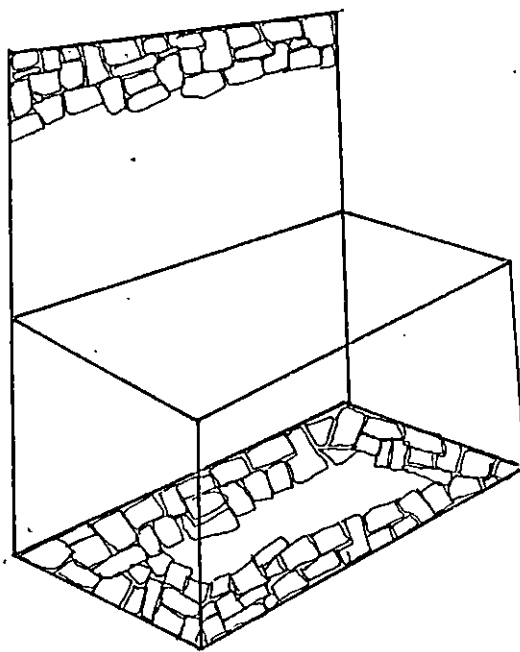


Fig. 34b. Gabiones

2- Muros de concreto armado (semigravitacionales): se usan dos tipos de muros, el muro en voladizo y el muro con contrafuertes interiores o exteriores.

* Muros en voladizo: son los que trabajan estructuralmente como una viga ancha en voladizo, que soporta el empuje lateral del suelo, el cual varía linealmente desde cero en la parte superior hasta llegar a un máximo en la unión de la viga con la base del muro.

Se recomienda utilizarlos hasta alturas de 9.00 mts.

Ver Fig. I-35.

* Muros de concreto con contrafuertes: consisten en una losa plana vertical, soportada en los lados por los contrafuertes y en la base por la cimentación del muro. En la práctica se proyectan como una losa continua apoyada en los contrafuertes, no tomando en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro. Se recomienda utilizarlos para alturas de 8.00 mts. Fig. I-36.

Otro tipo de muro que se puede considerar para retención: es el muro de revestimiento, se utilizan para evitar la falla del talud natural del terreno, por deslizamiento superficial o por erosión. Además se construye para

proteger la roca de la meteorización o prevenir en ciertas áreas el desprendimiento de fragmentos de roca o de suelo en forma de alud o la erosión excesiva. Fig. I-37. En muchos casos conviene combinarlo con un refuerzo como la malla metálica, ya que puede ser más económico y funcional.

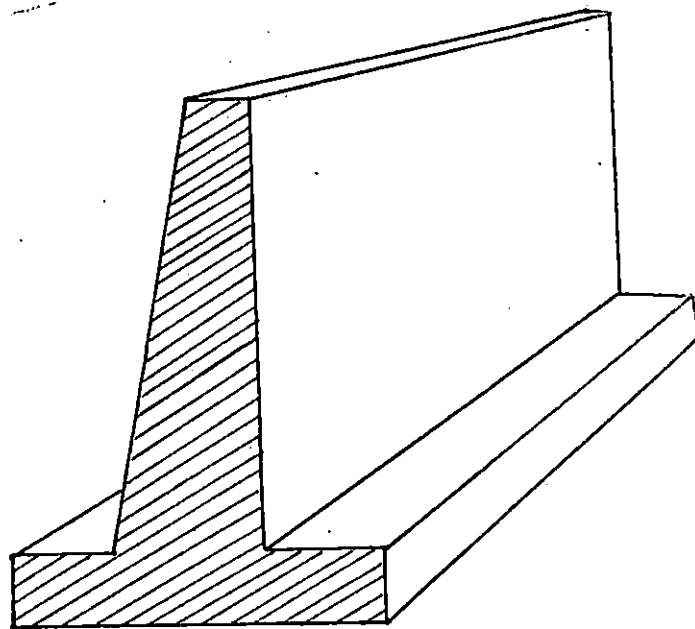


Fig. I-35. *Muro en Voladizo de Concreto Reforzado*

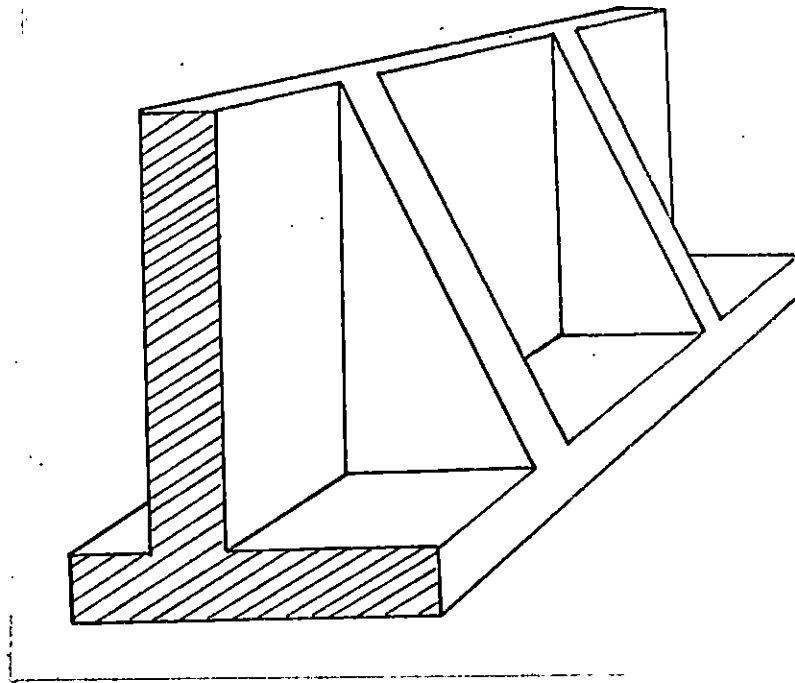


Fig. 1-36. Muro de Contrafuertes

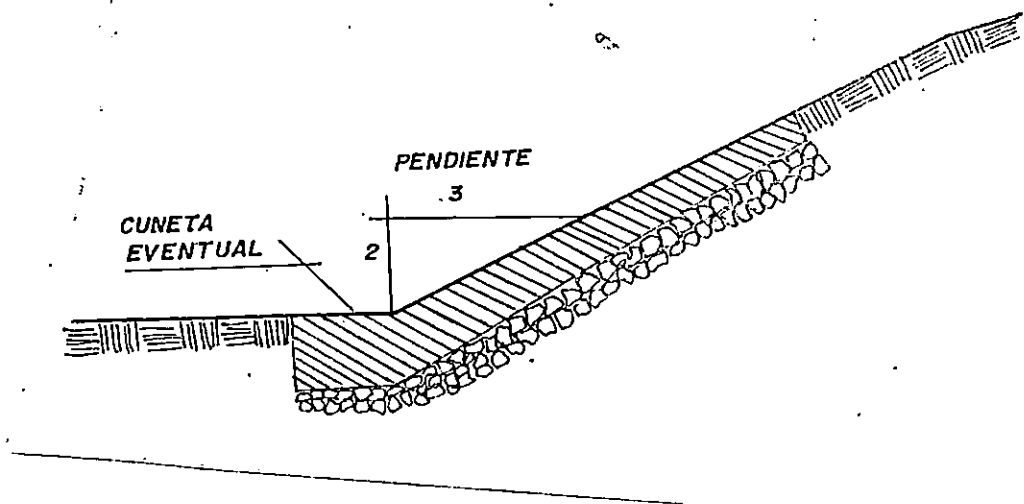


Fig. 1-37. Perfil de un Muro de Revestimiento

FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LOS MUROS

Las principales fuerzas actuantes sobre los muros son las siguientes. Fig. I-38.

- a- El peso propio del muro (W), que actúa en el centro de gravedad de la sección transversal.
- b- El empuje del suelo (relleno) contra el respaldo del muro (E), que forma un ángulo con la normal al mismo.
- c- La reacción normal del suelo sobre la base del muro (N).
- d- La fuerza de fricción que se desarrolla entre el suelo y la base del muro (F_s).
- e- El empuje que el terreno ejerce sobre el frente (generalmente al pie) del muro (E').

Fuerzas debidas al agua.

- a- Presiones hidrostáticas: son debidas a la acumulación de agua en el frente o en el respaldo del muro.
- b- Fuerzas de filtración: son debidas al flujo de agua a través del relleno del muro.
- c- Subpresiones: son las provocadas por el agua retenida en la base del muro.

Otras fuerzas.

- a- Sobrecargas en el relleno, las cuales, incrementan el empuje del suelo.
- b- Las vibraciones producidas por el tráfico sobre caminos o ferrocarriles y las originadas por máquinas u otras causas, que incrementan el empuje del suelo sobre los muros cercanos.
- c- Fuerzas de impacto, debidas al frenaje de vehículos u otras causas que provocan impacto sobre el relleno.
- d- Fuerzas sísmicas, producidas por temblores en la masa del suelo, aumentando momentáneamente el empuje lateral contra el muro.
- e- Cargas concentradas sobre la corona del muro.

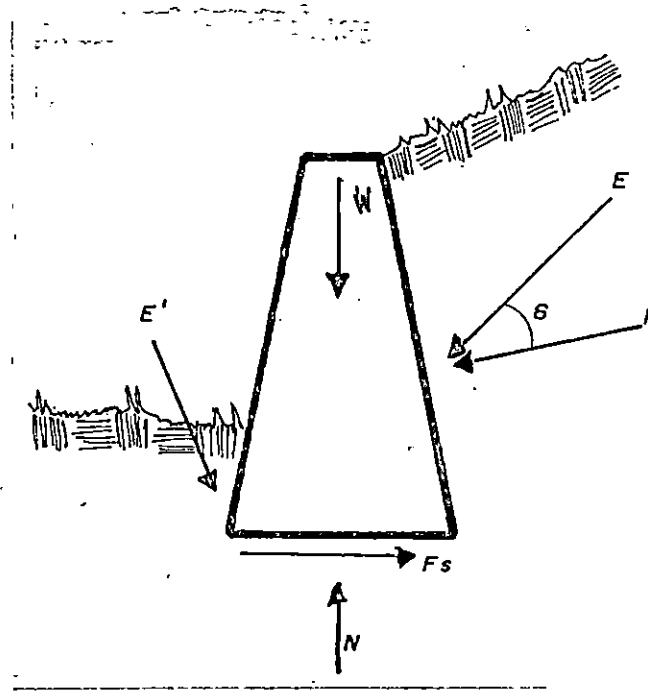


Fig. I-35. Fuerzas que actúan sobre los muros.

PILOTES.

En general los pilotes son elementos largos de sección reducida generalmente circular que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos que son más resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua. Hay diferentes tipos de pilotes de acuerdo al uso o el material de que están hechos.

a- Respecto a los materiales empleados en su elaboración:

- 1- De madera
- 2- De acero
- 3- De concreto simple
- 4- De concreto reforzado
- 5- De concreto pre-reforzado
- 6- Mixtos

b- Respecto al lugar de su construcción:

- 1- Prefabricados: Cuando el pilote se fabrica en el lugar distinto al de su hinca.
- 2- Fabricado en el lugar de hinca.

c- Respecto a la sección transversal:

- 1- Hueca

*Perturbaciones
de la zona
de Entubos*

2- Maciza

d- Respecto a su apoyo:

- 1- Pilotes de fricción: Cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción en su superficie lateral.
- 2- Pilotes de punta: Cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
- 3- Pilotes de apoyo mixto: Cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo.

e- Respecto a su dirección:

- 1- Pilotes verticales.
- 2- Pilotes inclinados.

Se usan pilotes en cimentaciones profundas para lo siguiente:

- 1- Transmitir las cargas de una estructura a través de un espesor de suelo blando o a través del agua, hasta un estrato de suelo resistente que garantice el apoyo adecuado (trabajan como columnas de una estructura).
- 2- Transmitir la carga a un espesor de suelo blando, aprovechando la fricción lateral que existe entre el suelo

y el pilote.

- 3- Compactar suelos granulares con el objeto de mejorar la capacidad de carga.
- 4- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo, etc. que traten de levantar la estructura (pilotes de tensión).
- 5- Llevar la cimentación a profundidades ya no sujetas a erosión, socavaciones, etc.

CUADRO RESUMEN DE FUNDACIONES

TABLA B

NOMBRE DE LA FUNDACION.	CARACTERISICAS TIPICAS	CONDICION DE USO	GEOMETRIA	REFUERZO	TIPOS DE ELEMENTO	MATERIAL DE CONSTRUCCION
SOLERA DE FUNDACION	-porta carga directa -desplante a poca profundidad -la carga es uniformemente a lo largo del elemento	-en edificacion de uno y dos niveles	-rectangular	Ho. longitudinal Ho. transversal Ho. por temperatura	Centrada de colindancia solera Tee	Concreto reforzado
ZAPATA	-No soporta carga directa -soporta cargas puntuales -elemento aislado -desplante a poca profundidad.	En edificacion de dos niveles o mas En muros Edificaciones aisladas.	-Rectangular -trapezoidal -circular	Ho en sentido ortogonal Ho est. transversal Ho por temperatura	combinada o corrida en voladizo pie de muro de colindancia	concreto reforzado
LOSA DE FUNDACION	Elemento en forma de placa que soporta la carga total de la edificación Desplante a poca profundidad Soporta carga puntual o dist.	Cualquier edificación cuando la capacidad de carga del suelo es baja a gran prof.	Rectangular	Ho. ambos sentidos Ho. por temperatura	Un solo elemento	Concreto reforzado
MUROS	Elemento en forma de placa con zapata de fundación Rigidos o flexibles	Sustituir terreno inadecuado de cimiento Dividir en terrazas el terreno Estabilizar taludes	Rectangular Trapezoidal	Ho. cuando sea necesario por flexión, cortante o temperatura	De fundación De retención : -Con contrafuerte -Flexibles -En voladizo -De revestimiento	Concreto ref. Mampostería ; -De piedra -Reforzada
PILOTES	Transmitir cargas a estratos mas profundos Desplante a gran profundi.	Edificación en agua Cuando el estrato resistente se encuentra a gran profundidad De anclaje de edil.	De sección : -circular -rectangular De perfiles metálicos	Ho longitudinal y transversal	Por fricción De punta Apoyo mixto	De madera Concreto ref. De acero Concreto simple Mixto

CAPITULO I I

**"METODOS, CRITERIOS Y PROCESOS PARA EL CALCULO
DE LAS FUNDACIONES".**

INTRODUCCION

En este capítulo trata los aspectos técnicos de procesos y aplicación de criterios; además la aplicación de los parámetros proporcionados por el suelo, con el fin de ilustrar los ejemplos más típicos. Los resultados que se tengan en el proceso de cálculo son importantes, ya que estos servirán para efectuar los diseños de cada una de las fundaciones, apegándose a los reglamentos y criterios establecidos en los tipos de fundación analizados, y así, cumplir requisitos mínimos, o sea que estos criterios sean de carácter práctico para las obras que se diseñen. Los ejemplos tienen la intencionalidad de guiar al técnico que haga uso de este manual, a fin de facilitarle el trabajo de predimensionar, prerenforzar o definir las fundaciones que deba colocarle a la estructura. Por lo cual en las tablas de ayuda de diseño que mas adelante se presentan en el capítulo III en base a estos análisis y resultados, se hace una propuesta de diseño para soleras, zapatas y muros de retención.

SOLERA DE FUNDACION. *

Es el elemento estructural en posición horizontal y sobre la cual se coloca la primera hilada de ladrillo o bloque que conforman las paredes de una edificación.

También de ella parten las nervaduras y stas transmiten las cargas al terreno natural a través del apoyo en la solera o en una contra solera, los parámetros: geométricos, de carga, físicos y mecánicos y del suelo que intervienen en el cálculo de la solera en una fundación elástica son los que se indican en la Fig. II-1 y que a continuación se describen:

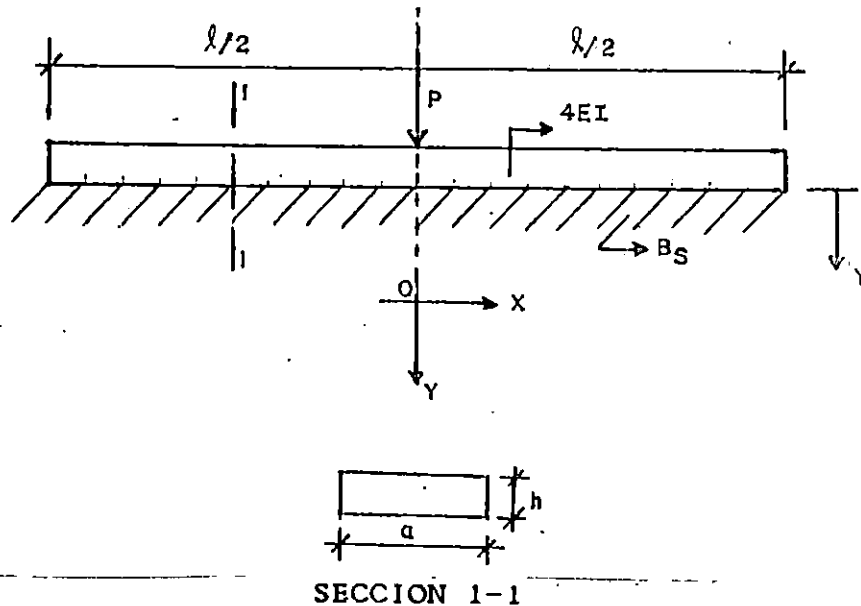


Fig. II-1. Parámetros que intervienen en el cálculo de una solera elástica.

*/ Ver Agripino R. Spampinato - Teoría y cálculo de las estructuras de hormigón Armado, Capítulo 8 página 338.

Donde:

P= Carga concentrada

L= Longitud elástica de la solera

y= Hundimiento

u= Variable independiente

x= distancia desde el origen

M= Momento flector

V= Esfuerzo de corte

h= Altura de solera

a= Ancho de solera

l= Longitud geométrica
de la solera

E_c= Módulo elástico
del concreto

B_s= Coeficiente
elástico del
suelo

I= Momento de inercia
de la sección de la
solera

p= presión sobre el
terreno

f= Función variable
en cada punto del
e l e m e n t o
estructural.

Nótese que para efectos de simplificar el cálculo y el análisis se usa una carga "P" concentrada aunque en realidad es una carga distribuida debida al peso de la pared, pero esto es por simplificar los cálculos y poder utilizar las fórmulas que se deducen en este modelo de análisis.

Momento de inercia de la sección rectangular, de la solera.

$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

Para $b=a$, $I_{1-1} = \frac{1}{12} ah^3$

Si $h=a$, $I_{1-1} = \frac{1}{12} a \cdot a^3 \implies I_{1-1} = \frac{1}{12} a^4$

Para el análisis y cálculo de una solera se tendrá dos casos en particular que determinarán la distribución de esfuerzos en la solera.

CASO I

En una solera de longitud " l " que es muy larga cargada en el centro con una carga " P " como se muestra en la Figura II-1, la distribución de las presiones originadas por dicha carga a través de la solera sobre el terreno serían casi uniformes si se cumple la condición siguiente:

$$l \leq L; \quad * L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{B_s a}} \quad \text{Ec. (II-1)}$$

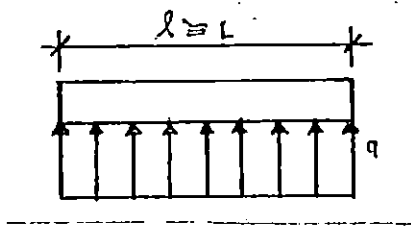
Así, estas presiones se pueden calcular con la siguiente expresión:

*/ Para " L ", la retracción ocurre gradualmente, esta se completa a las 4 u 8 semanas.

Un muro tendrá a acortarse más o menos de acuerdo con su longitud, en un orden de variación probable en sus dimensiones, se utiliza 1 cm por cada 30 mts de longitud. Los alargamientos por temperatura pueden ser en cm en 30 mts por 38°C de temperatura. Los valores de B_s pueden ser determinados con la prueba de placa (placa normada) cargando al suelo con una carga equivalente, ejemplo del eje de un vehículo pesado de 18 toneladas. Tomo I Mecánica de Suelos Aplicada a las vías terrestres. Rico Rodríguez - Herminio del Castillo.

$$p = \frac{P}{\lambda \cdot a} \quad \text{Ec. (II-2)}$$

Si la solera tuviera una rigidez flexional, tal que, permitiera cumplir la Ec. II-1, el diagrama de presiones del suelo sobre la solera sería casi rectangular como se muestra en la Fig. II-2.



$q =$ Presión del suelo sobre la solera.

Fig. II-2. Distribución de presiones del suelo sobre una solera rígida.

En este caso particular se dice que la longitud geométrica " λ " de la viga es igual o menor que la longitud elástica " L " de la misma, ver Figura II-2.

CASO II

Si $\lambda > L$, la repartición de las presiones no es más uniforme, sino obedece a determinada ley en dirección de " y ". Dentro de ciertos límites, es posible admitir que las presiones son proporcionales a los hundimientos (y) del terreno considerando a éste como un medio elástico, como se muestra en la Fig. II-3.

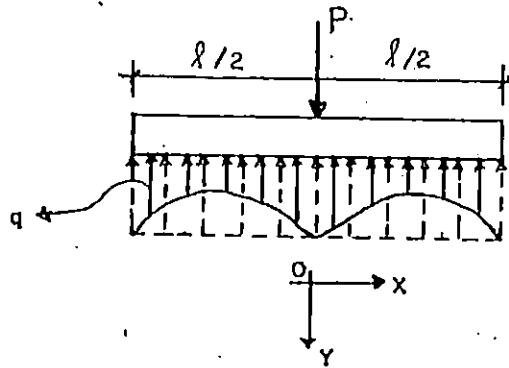


Fig. II-3. Distribución de presiones del suelo sobre una solera elástica.

La expresión para el cálculo de las presiones es la siguiente:

$$q = p = Bs.y \quad \text{Ec. (II-3)}$$

Siendo "y" una función variable para cada punto de la viga:

$$y = f (P, E, I, Bs, x) \quad \text{Ec. (II-4)}$$

La ecuación general de la elástica que satisface a la Ec. II-3 es la siguiente:

$$y = \frac{P}{2 L Bs a} f_1 (u) \quad \text{Ec. (II-5)}$$

Siendo:

$$f_1 (u) = e^{-u}(\text{sen } u + \text{Cos } u) ; \text{ el argumento de la función es } u = \frac{x}{L}$$

La ecuación para el momento flector es la siguiente:

$$M = \frac{PL}{4} f_2(u) \quad \text{Ec. (II-6)}$$

Siendo:

$$f_2(u) = -e^u (\text{Sen } u - \text{Cos } u)$$

La ecuación para el esfuerzo cortante es la siguiente:

$$V = - \frac{P}{2} f_2(u) \quad \text{Ec. (II-7)}$$

Siendo:

$$f_3(u) = e^{-u} \text{Cos } u$$

El signo menos es válido para la rama de la curva situado a la derecha del punto de aplicación de la carga. Para los valores de la función situado a la izquierda de dicho punto de aplicación, usar el signo positivo (+).

Entonces el esfuerzo cortante se define así: en la proyección de las fuerzas situadas a la izquierda del punto de aplicación de la carga, positivo hacia arriba y negativo hacia abajo. Para las fuerzas situadas a la derecha se toma la anterior conversión, pero se le cambia el signo como se muestra en la Figura II-4.

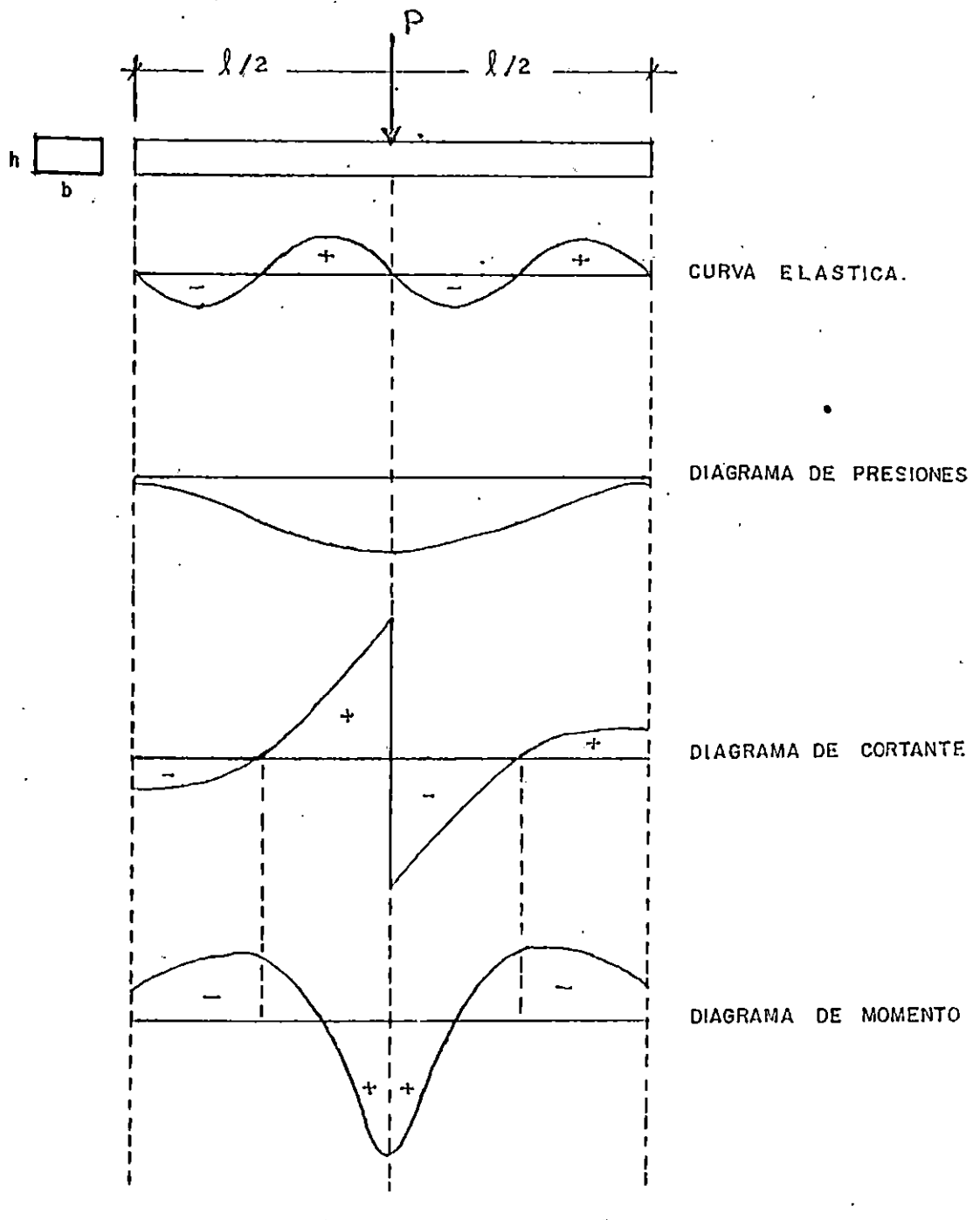


Fig. II-4. Diagramas de esfuerzos en la solera elástica. *

*/ Adaptado del libro Agripino R. Spampinato - Teoría y Cálculo de las estructuras de Hormigón Armado Cap. 8 y página 345; Joseph E. Boules - Foundation análisis and de sign capítulo 5, página 237, figura 5.18.

Para el cálculo de una solera de fundación de gran longitud del orden de los 7.5 mts o un poco más, se emplean las ecuaciones descritas anteriormente; Ec.II-3, Ec.II-5, Ec. II-6, Ec. II-7. Para calcular las presiones, momento flector y esfuerzos de corte, respectivamente y como estas están en función de u ; donde $u = x/L$ es necesario auxiliarse de la siguiente tabla II-1.

TABLA II-1 *

Tabulación de las funciones $f_1(u)$, $f_2(u)$, $f_3(u)$

$\frac{x}{L}$	$f_1\left(\frac{x}{L}\right)$	$f_2\left(\frac{x}{L}\right)$	$f_3\left(\frac{x}{L}\right)$	$\frac{x}{L}$	$f_1\left(\frac{x}{L}\right)$	$f_2\left(\frac{x}{L}\right)$	$f_3\left(\frac{x}{L}\right)$	$\frac{x}{L}$	$f_1\left(\frac{x}{L}\right)$	$f_2\left(\frac{x}{L}\right)$	$f_3\left(\frac{x}{L}\right)$
0	1,0000	1,0000	1,0000	2,4	- 0,0056	- 0,1282	- 0,0669	4,7	- 0,0092	0,0090	0,0001
0,1	0,9907	0,8100	0,9003	2,5	- 0,0166	- 0,1149	- 0,0658	4,8	- 0,0075	0,0089	0,0007
0,2	0,9651	0,6398	0,8024	2,6	- 0,0254	- 0,1019	- 0,0636	4,9	- 0,0059	0,0087	0,0014
0,3	0,9267	0,4888	0,7077	2,7	- 0,0320	- 0,0895	- 0,0608	5,0	- 0,0046	0,0084	0,0019
0,4	0,8784	0,3564	0,6174	2,8	- 0,0369	- 0,0777	- 0,0573	5,1	- 0,0033	0,0080	0,0023
0,5	0,8281	0,2415	0,5323	2,9	- 0,0403	- 0,0666	- 0,0534	5,2	- 0,0023	0,0075	0,0026
0,6	0,7628	0,1431	0,4530	3,0	- 0,0423	- 0,0563	- 0,0493	5,3	- 0,0014	0,0069	0,0028
0,7	0,6997	0,0599	0,3798	3,1	- 0,0431	- 0,0469	- 0,0450	5,4	- 0,0006	0,0064	0,0029
0,8	0,6354	- 0,0093	0,3131	3,2	- 0,0431	- 0,0383	- 0,0407	5,5	0,0000	0,0058	0,0029
0,9	0,5712	- 0,0657	0,2527	3,3	- 0,0422	- 0,0306	- 0,0364	5,6	0,0005	0,0052	0,0029
1,0	0,5083	- 0,1108	0,1988	3,4	- 0,0408	- 0,0237	- 0,0323	5,7	0,0010	0,0046	0,0028
1,1	0,4476	- 0,1457	0,1510	3,5	- 0,0389	- 0,0177	- 0,0283	5,8	0,0013	0,0041	0,0027
1,2	0,3899	- 0,1716	0,1091	3,6	- 0,0366	- 0,0124	- 0,0245	5,9	0,0015	0,0036	0,0026
1,3	0,3356	- 0,1897	0,0729	3,7	- 0,0341	- 0,0079	- 0,0210	6,0	0,0017	0,0031	0,0024
1,4	0,2849	- 0,2011	0,0419	3,8	- 0,0314	- 0,0040	- 0,0177	6,1	0,0018	0,0026	0,0022
1,5	0,2384	- 0,2068	0,0158	3,9	- 0,0285	- 0,0002	- 0,0147	6,2	0,0019	0,0022	0,0020
1,6	0,1959	- 0,2077	- 0,0058	4,0	- 0,0258	0,0019	- 0,0120	6,3	0,0019	0,0018	0,0018
1,7	0,1576	- 0,2047	- 0,0235	4,1	- 0,0231	0,0040	- 0,0095	6,4	0,0018	0,0015	0,0017
1,8	0,1234	- 0,1985	- 0,0376	4,2	- 0,0204	0,0057	- 0,0074	6,5	0,0018	0,0012	0,0015
1,9	0,0932	- 0,1899	- 0,0484	4,3	- 0,0179	0,0070	- 0,0054	6,6	0,0017	0,0009	0,0013
2,0	0,0667	- 0,1794	- 0,0563	4,4	- 0,0155	0,0079	- 0,0038	6,7	0,0016	0,0006	0,0011
2,1	0,0439	- 0,1675	- 0,0618	4,5	- 0,0132	0,0085	- 0,0023	6,8	0,0015	0,0004	0,0010
2,2	0,0244	- 0,1548	- 0,0652	4,6	- 0,0111	0,0089	- 0,0011	6,9	0,0014	0,0003	0,0008
2,3	0,0080	- 0,1416	- 0,0668					7,0	0,0013	0,0001	0,0007

*/ Adaptado del Libro Agripino R. Spampinato. Teoría y Cálculo de las Estructuras de Hormigón Armado, Capítulo 8, página 344, Aclarando que la tabla de Joseph E. Bowles - Foundation Analysis and Design Capítulo 5 página 239, el orden de la longitud de la solera a calcular es de 9.0 metros.

RESUMIENDO PODEMOS DECIR QUE:

- 1- Cuando la solera tiene suficiente rigidez flexional EI ($E_{concreto}$, E_{acero} , a , h), que permita satisfacer la Ec. II-1, la carga concentrada "P" origina sobre el terreno presiones $p = P/a.L$ ($l \approx L$), uniformemente distribuidas sobre la solera; en este caso se calculará la solera como apoyada en el punto de aplicación de la carga y cargada uniformemente de abajo hacia arriba con el prisma de presiones como se muestra en la Fig. II-5.

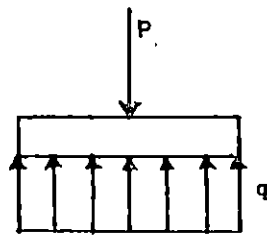


Fig. II-5. Diagrama de presiones sobre una solera rígida.

Las tensiones que se originan en la pieza son despreciables debido a la gran rigidez ($l \approx L$) de la misma. Este es el caso de soleras de pequeña longitud (del orden de 4.5 mts).

- 2- En el caso en que la rigidez flexional (EI) de la solera no permita satisfacer la condición de la Ec. II-1, para $l > L$, la carga origina sobre el terreno presiones "p", dadas por la Ec. II-3; el valor de "y" está dado por la función de la Ec. II-5.

Las sollicitaciones de flexión y cortante para cualquier

punto de la viga deben resolverse por las Ec. II-6 y Ec. II-7 respectivamente; el origen de coordenadas de estas funciones está en el punto de aplicación de la carga P . Este es el caso de soleras de gran longitud (del orden de 7.50 mts o más) como se muestra en la Fig. II-6.

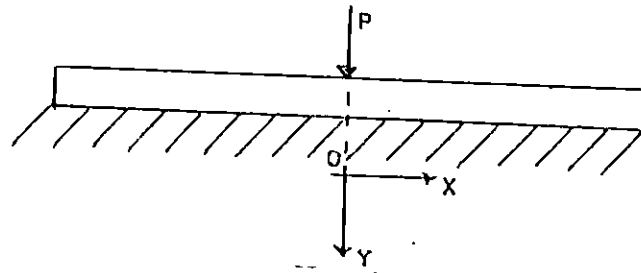


Fig. II-6. *Diagrama de origen de coordenadas de las fundaciones de esfuerzos en una solera elástica.*

Para las estructuras ligeras sin sótano, estas pueden cimentarse sobre simples muros de hormigón de poca profundidad en nuestro medio dependerá del empotramiento deseado en un suelo firme o adecuado. *

En los casos sencillos de construcción con muros de carga, estas pueden considerarse uniformemente repartidas a lo largo del muro y transversalmente a la zapata, salvo en el caso que existan puertas de paso (ejemplo puertas de vehículos) y otras grandes irregularidades que sean suficientes para que el muro de cimentación no reparta convenientemente las cargas.

En general, a no ser que al desarrollar el proyecto existan

* *El estudio del suelo orientará al rededor de la calidad del suelo que se tenga para tal cimentación, en base a lo cual establecerá su capacidad portante y la profundidad mínima que deba tener dicha cimentación.*

condiciones especiales que obliguen, 1º es ventajoso al emplear zapatas individuales y vigas soleras cuando las cargas de pilares sean relativamente grandes, mientras que en el 2º es conveniente utilizar muros de cimentación corridos cuando las cargas de pilares sean pequeños y los de los muros grandes.

También para tramos de gran longitud (por ejemplo 7.50 mts) es preferible el primer sistema y para tramos pequeños del orden de 4.50 mts al segundo.

Para el diseño de la solera se han tomado en consideración los siguientes criterios:

- Paredes de relleno y marcos de concreto.
- Dimensiones de la solera dados.
- Esfuerzo del concreto, $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- Esfuerzo del acero, $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- La carga distribuida de la solera se toma como carga concentrada en el centro de la solera sobre el eje del elemento.
- El refuerzo longitudinal se diseña con el acero mínimo (ρ_{min}).
- El refuerzo transversal (estribos) se diseña con el cortante (V) mayor para toda la solera.
- Para el análisis y diseño de soleras el método usado es aproximado a la realidad.

Ejemplo:

Cálculo de una solera de concreto reforzado apoyada sobre

el suelo.

Usar: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Peso Volumétrico del concreto reforzado es $\gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3$

$a = 30 \text{ cm}$ $h = 25 \text{ cm}$ $l = 4.75 \text{ mts}$

$E_c = 15100 \sqrt{f'c}$; Kg/cm^2

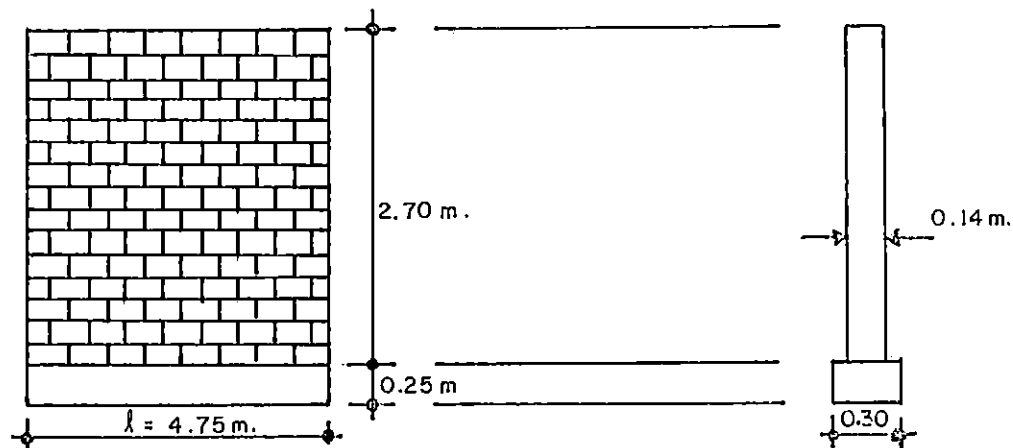
$B_s = q/y$; $q =$ Es la presión normal al suelo

* $y =$ Hundimiento total debido a la carga externa.

Peso de pared de ladrillo de barro, puesto de lazo = 300 Kg/m^2 .

$q_{adm} = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ Ver tabla III-1

$y = 0.04''$ a $0.05''$ (0.106 cm a 0.127 cm)



* Ver Flores Alvarado, Adry Vivina (1995) Evaluación de Pavimentos de concreto Asfáltico en carreteras aplicando la viga Benkelman y propuesta Metodológica para la Rehabilitación y Mantenimiento. Trabajo de Graduación Escuela de Ingeniería Civil. F.I.A. U.E.S. San Salvador. Cap. II, pág. 108.

SF: Solera de fundación

Calcular peso de la pared * (altura de pared h=2.70 mts)
pared de ladrillo de barro, puesto de lazo (ver ejemplo edificio
tipo).

$$W_{\text{pared}} = 300 \text{ Kg/m}^2 \times (L \times h)$$

Peso por unidad de longitud

$$W = \frac{W_{\text{pared}}}{L} = \frac{300 \text{ Kg/m}^2 \times L \times h}{L}$$

$$W = 300 \text{ Kg/m}^2 \times h$$

$$W = 300 \text{ Kg/m}^2 \times 2.70 \text{ m} \implies W = 810 \text{ Kg/ml}$$

$$W = 0.81 \text{ Ton/ml}$$

$$P = 0.81 \text{ Ton/ml} \times 4.75 \text{ mt} \implies P = 3.85 \text{ Ton} \times \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}}$$

$$P = 3850 \text{ Kg}$$

Calcular los valores de Bs y L:

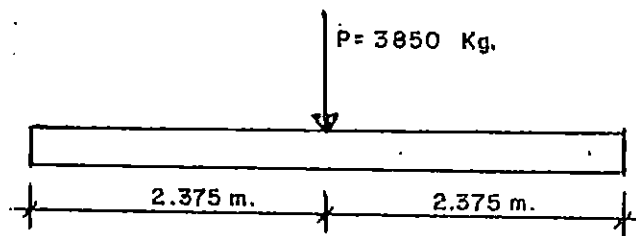
$$B_s = \frac{q_{\text{adm}}}{y} = \frac{1.0 \text{ Kg/cm}^2}{0.1016 \text{ cm}} \implies B_s = 9.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = \sqrt{\frac{4EC \cdot I}{B_s \cdot a}} = \sqrt{\frac{4(218819.79 \text{ Kg/cm}^2) \left[\frac{1}{12} (30) (25)^3 \right]}{9.84 \text{ Kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm}}}$$

$$L = 100 \text{ cm} \quad L = 1 \text{ mt}$$

Donde: $l > L$; Se emplea el caso II.

*/ Para el caso particular no se ha tomado en cuenta el peso del mojinete ya que la edificación es de 2 plantas, cuando la edificación sea de 1 planta se debe tomar en cuenta el peso del mojinete para el cálculo del peso de la pared.



- a) Cálculo de las presiones utilizando la fórmula de la Ec. II-3 y Ec. II-5 y auxiliándose de la Tabla II-1.

$$p = Bs \cdot y ; y = \frac{P}{2LBa} f_1(u) ; \text{el argumento de la función es } u = x/L$$

$$p = Bs \cdot \frac{P}{2L \cdot Bs \cdot a} f_1(u);$$

$$p = \frac{P}{2 L a} f_1(u) ; f_1(u) = e^{-u} (\text{sen } u + \text{cos } u)$$

Por ser simétrica la solera es suficiente calcular una semilongitud; el origen de esta función está en el punto de aplicación de la carga "P", a los efectos de la presión sobre el terreno interesan solamente los valores que son positivos ya que hablar de presiones negativas no tiene sentido, en este caso. En la siguiente tabla se muestran los resultados de calcular los valores de la presión (Kg/cm²) como se indicó en el literal a).

x(m)	u = x/L	f ₁ (u)	P/(2La)	p(Kg/cm ²)
0	0	1	0.6417	0.6417
0.5	0.5	0.8281	0.6417	0.5315
1.0	1.0	0.5083	0.6417	0.3262
1.5	1.5	0.2384	0.6417	0.1530
2.0	2.0	0.0667	0.6417	0.0428
2.25	2.25	0.0162	0.6417	0.0104
2.375	2.375	0.0068	0.6417	0.0044

b) Cálculo de los momentos flectores, por ser simétrica la solera solo se calcula una semilongitud usando la fórmula de la Ec. II-6 y auxiliándose de la Tabla II-1. Como se muestra en los resultados de la tabla siguiente,

Siendo:

$$M = \frac{PL}{4} f_2(u) = e^{-u} (\text{sen } u - \text{cos } u)$$

x(m)	u = x/L	f ₂ (u)	PL/4 (Kg-m)	M(Kg-m)
0	0	1	962.5	962.50
0.5	0.5	0.2415	962.5	232.44
1.0	1.0	-0.1108	962.5	-106.65
1.5	1.5	-0.2068	962.5	-199.05
2.0	2.0	-0.1794	962.5	-172.67
2.25	2.25	-0.1482	962.5	-142.64
2.375	2.375	-0.1349	962.5	-129.84

c) Cálculo de los esfuerzos cortantes con la fórmula de la Ec. II-7 y Tabla II-1. Se calcula los esfuerzos cortantes "V" para los distintos puntos situados a la derecha de la carga "P", para la rama izquierda se debe cambiar el signo. Los resultados están indicados en la tabla siguiente:

$$\text{Con } V = - \frac{P}{2} f_2(u) ; f_2(u) = e^{-u} \cos u$$

x(m)	u = x/L	f ₂ (u)	-P/2 (Kg)	V(Kg)
0	0	1	- 1925	-1925.00
0.5	0.5	0.5323	- 1925	-1024.68
1.0	1.0	0.1988	- 1925	- 382.69
1.5	1.5	0.0158	- 1925	- 30.42
2.0	2.0	-0.0563	- 1925	108.38
2.25	2.25	-0.0060	- 1925	127.05
2.375	2.375	-0.0669	- 1925	128.78

Con los resultados calculados para las presiones (p), fuerzas cortantes (V), y momentos flectores (M), se dibujan los correspondientes diagramas como a continuación se muestran en las siguientes gráficas Fig. II-7.

Estos servirán para realizar el diseño del elemento estructural (viga solera) correspondiente como en adelante se ilustra, ver Fig. II-9, pág. 139.

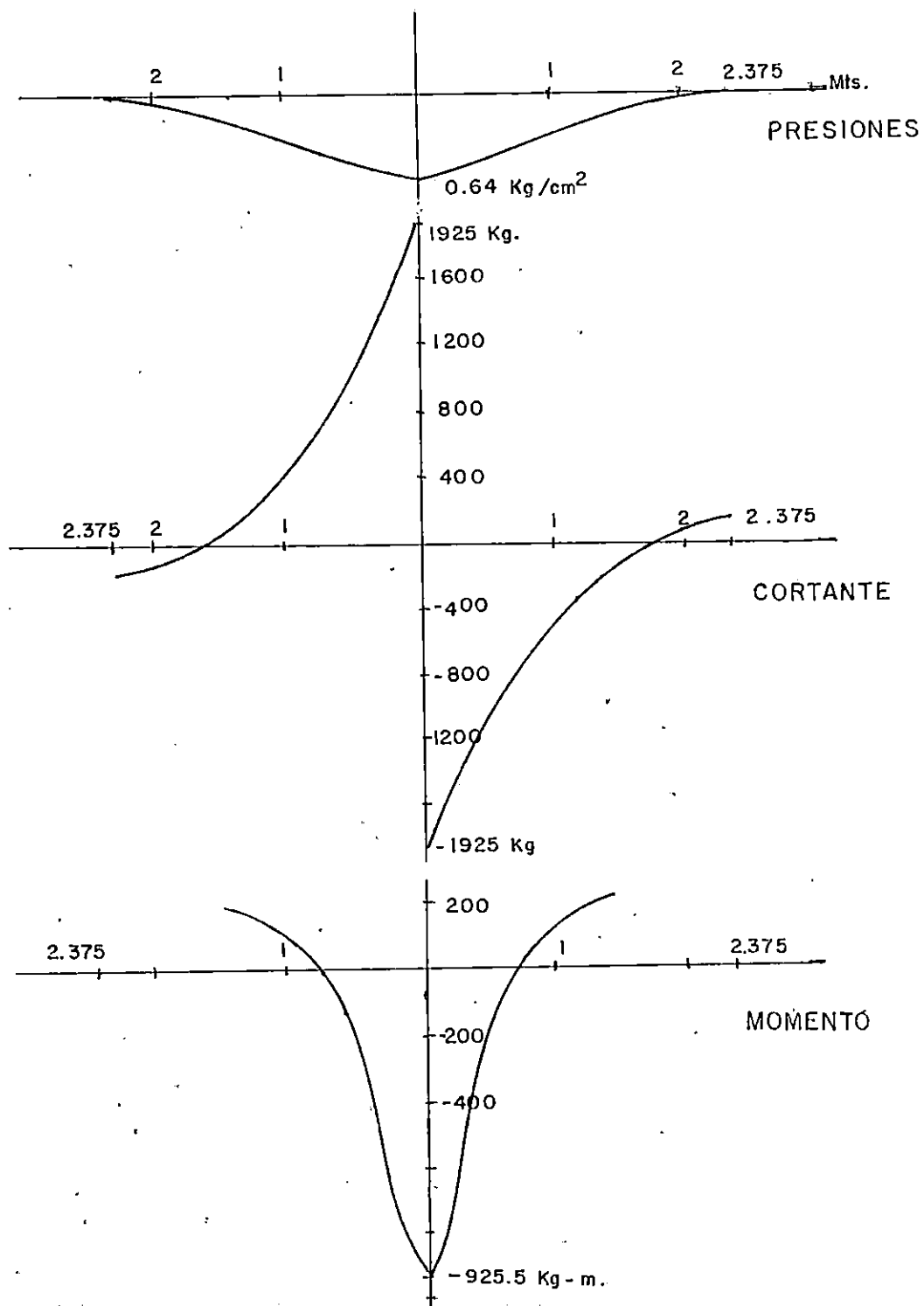


Fig. II-7. Diagrama de esfuerzos actuantes en una solera.

DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL.

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$a = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}$

$h = 25 \text{ cms.}$

7.5 cm recubrimiento

ACI-89-7.7.1

ACI - 89 - 10.5.1

$d =$ peralte efectivo de solera

$$\rho_{min.} = \frac{14}{f_y}$$

$d = h - 7.5 \text{ cm} \implies$

$d = 25 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm}$

$$\rho_{min.} = \frac{14}{2800}$$

$d = 17.5 \text{ cm}$

$A_{smin} = \rho_{min} b d$

$= 0.005(30)(17.5)$

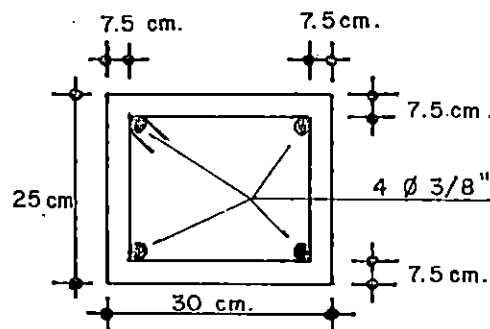
$\rho_{min.} = 0.005$

$A_{smin} = 2.63 \text{ cm}^2$

El área requerida se cubre con 4 varillas de diámetro 3/8"

$A_s = 4 \times 0.71 \text{ cm}^2 \implies A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

Acero corrido en toda la solera, 2 varillas de 3/8" en la parte superior y 2 varillas de 3/8" en la parte inferior de la solera como se muestra en la siguiente figura.



Momento que soporta la sección con el acero corrido.

$$A_s = \rho b d \implies \rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{2.84 \text{ cm}^2}{(30 \text{ cm})(17.5 \text{ cm})} \implies \rho = 0.0054$$

Se debe cumplir:

$$\rho_{\min.} < \rho < \rho_{\max.}$$

$$14/f_y < \rho < 0.75 \rho_b$$

$$0.005 < \rho < 0.025$$

$$0.005 < 0.0054 < 0.025 \quad \text{-----} \rightarrow \text{cumple}$$

La cuantía de acero:

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.0054(2800 \text{ Kg/cm}^2)}{210 \text{ Kg/cm}^2} \implies w = 0.072$$

$$\phi M_n = \phi w f'_c b d^2 (1 - 0.59 w)$$

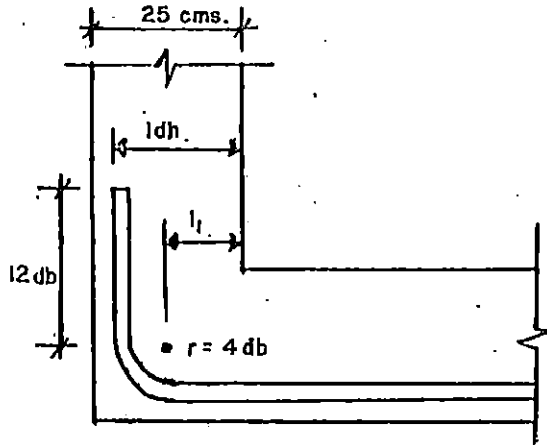
$$\phi M_n = 0.9(0.072)(210)(30)(17.5 \text{ cm})^2 [1 - 0.59(0.072)]$$

$$\phi M_n = 119,712.50 \text{ Kg-cm} \times \frac{1 \text{ mt}}{100 \text{ cm}}$$

$\phi M_n = 1,197.13 \text{ Kg-m}$; lo que soporta la sección con el acero corrido a lo largo de todo el elemento.

ADHERENCIA Y ANCLAJE (GANCHO) ACI-89-7.1.2

Detalle del gancho:



l_{dh} = Longitud de desarrollo del gancho

d_b = Diámetro nominal de la varilla

r = Radio de dobléz

Longitud de Anclaje; $l_A = l_1 + 1/4 \text{ perímetro} + 12d_b$

l_1 = longitud disponible - radio de dobléz

$l_1 = l_{disp} - 4d_b$

$l_{disp} = \text{ancho de columna} - \text{recubrimiento} - \phi_{\text{ostribo No 3}} - \phi_{\text{refuerzo columna No 3}}$

$l_{disp} = 25\text{cm} - 5\text{ cm} - 0.95\text{ cm} - 0.95\text{ cm}$

$l_{disp} = 18.1\text{ cms.}$

$l_1 = l_{disp} - 4d_b(\#4)$

$l_1 = 18.1\text{ cm} - 4(1.59\text{ cm})$

$l_1 = 11.74\text{ cms.}$

$l_A = l_1 + \frac{1}{4} (2\pi r) + 12d_b$

$l_A = 11.74 + 0.5\pi(4d_b) + 12d_b$

$l_A = 11.74\text{ cm} + 0.5\pi(4 \times 1.59\text{ cm}) + 12(1.59\text{ cm})$

$l_A = 40.81\text{ cm.} \Rightarrow l_A \approx 45.0\text{ cm.}$

CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBOS).

Con el cortante mayor se analiza y se diseña la distribución de estribos, ver gráfica de cortante, este valor es:

$$V = 1925 \text{ Kg}$$

Contribución del concreto ACI-89 - 11.3.1.1:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f_c'} bd$$

$$\phi V_c = (0.85)(0.53) \sqrt{(210)} * (30 \text{ cm})(17.5 \text{ cm})$$

$$\phi V_c = 3427.4 \text{ Kg}$$

Contribución del Acero:

$$\phi V_s = V - \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V - \phi V_c}{\phi} = \frac{1925 \text{ Kg} - 3427.4 \text{ Kg}}{0.85}$$

$$V_s = - 1767.53 \text{ Kg}$$

Separación requerida ACI - 89 - 7.10.5.1

Usando estribo # 3; $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$;

$A_v =$ Area de la varilla

$$A_v = 2A_s$$

$$A_v = 2(0.71 \text{ cm}^2)$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(1.42 \text{ cm}^2)(2800 \text{ Kg/cm}^2)(17.5 \text{ cm})}{1767.53 \text{ Kg}}$$

$$S = 39.37 \text{ cm}$$

$$\implies S = 39.0 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = d/2 = (17.5 \text{ cm})/2 = 8.75$$

$$\implies S_{\max} = 8.0 \text{ cm}$$

Como la distancia de separación requerida de estribos según ACI es mayor que $d/2$, los estribos se colocan a una distancia de 8 cm en toda la solera.

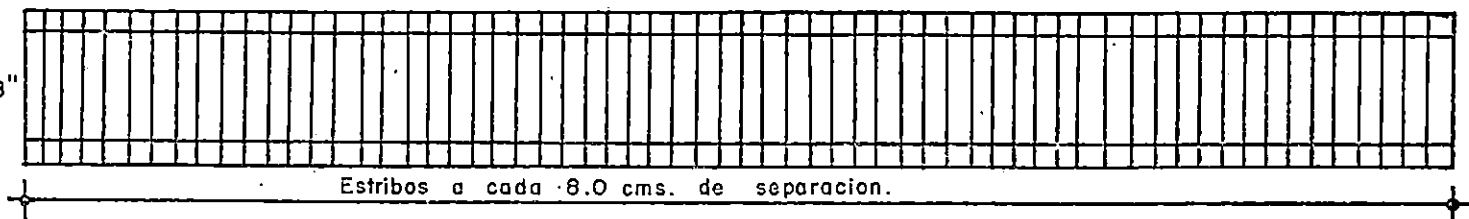
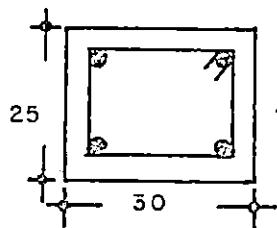
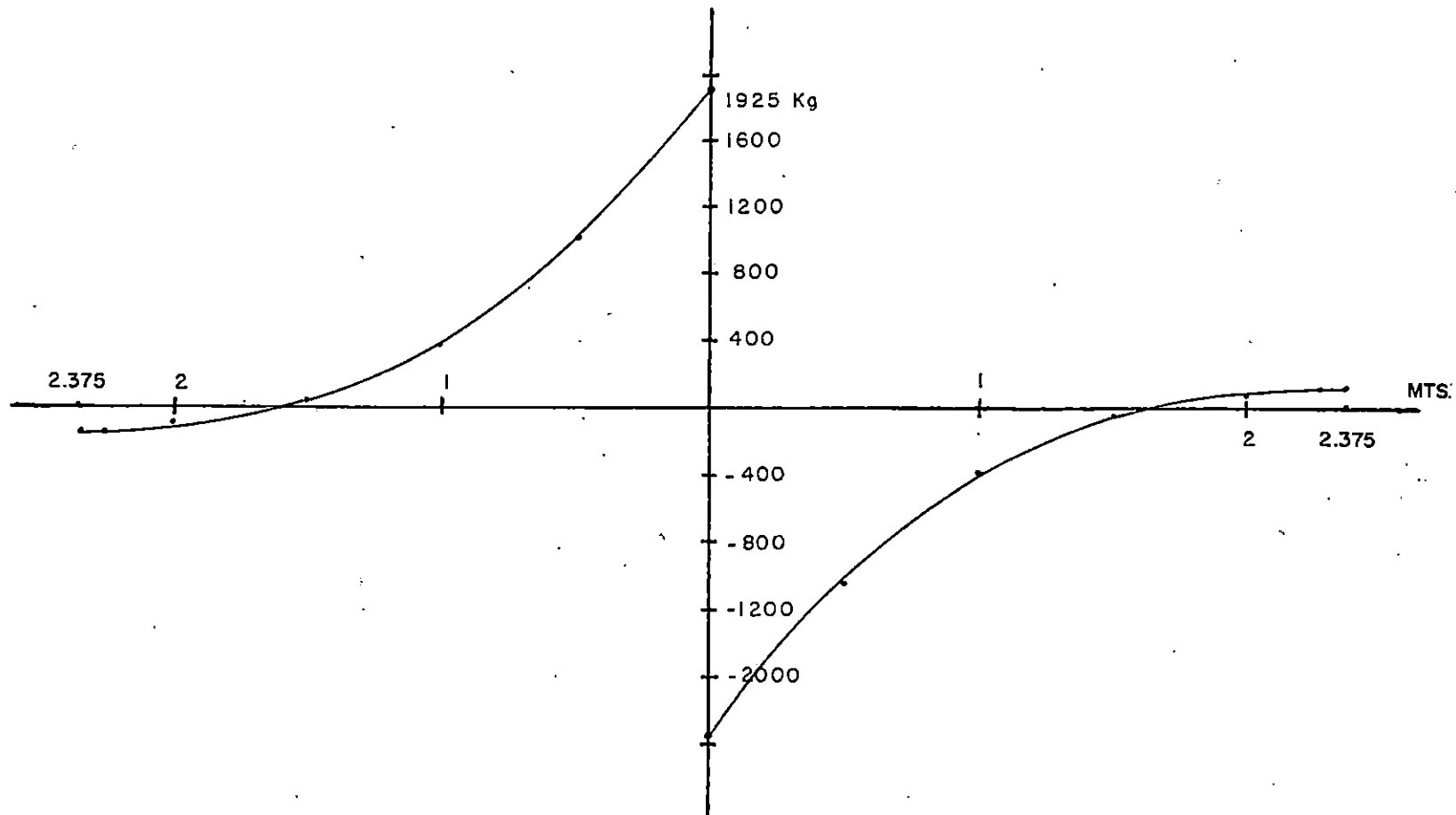


DIAGRAMA DE REFUERZO VERTICAL (estribos) FIG. II - 8

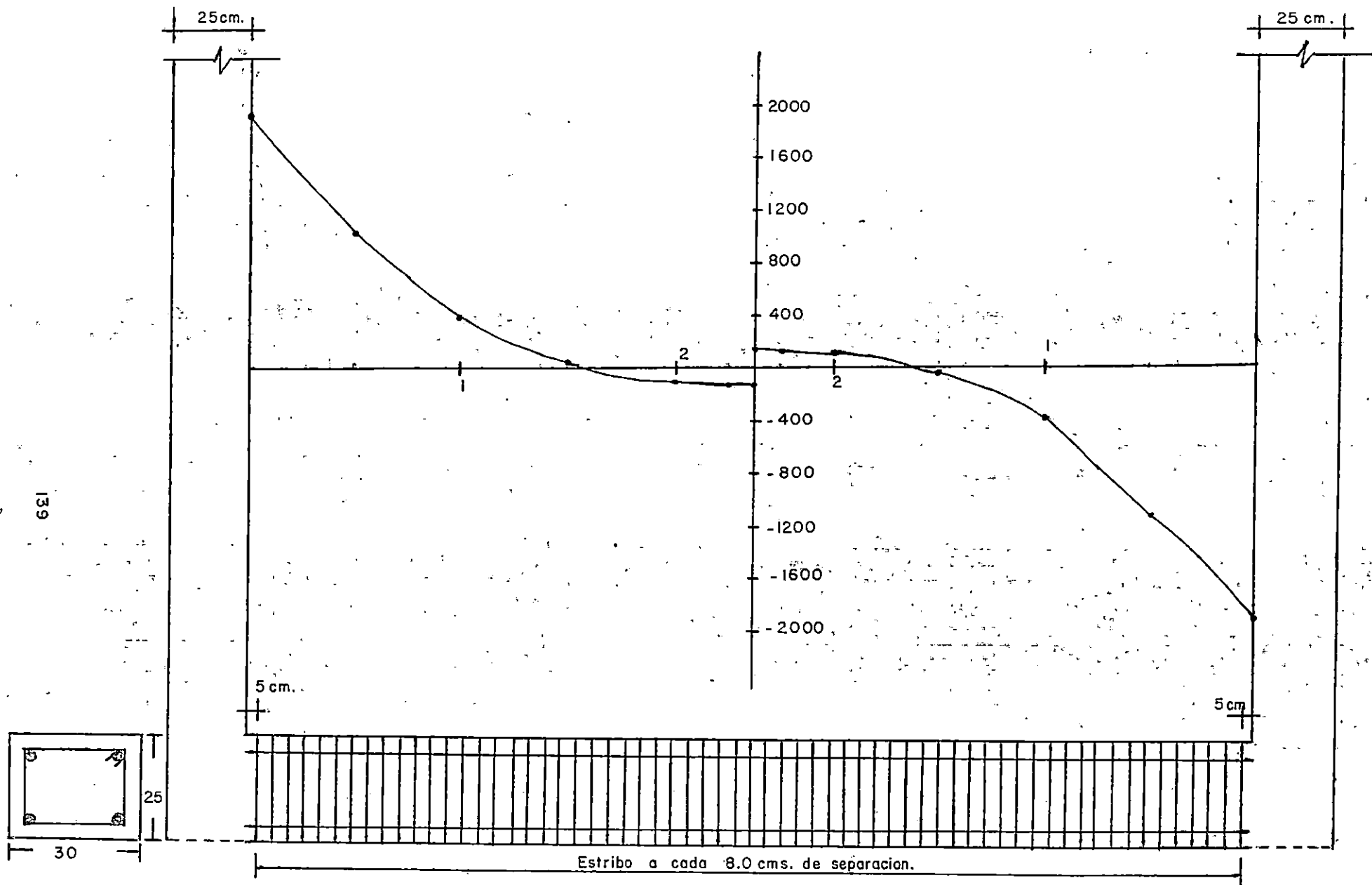


DIAGRAMA DE REFUERZO VERTICAL (estribos) ,CARGAS REALES

FIG. II - 9

ZAPATAS.

Son elementos estructurales de fundación diseñados para transmitir las cargas del edificio al suelo.

Para su diseño deben considerarse dos pasos básicos e indispensables:

- 1.- Análisis estructural de las cargas impuestas al edificio, para determinar las cargas y momentos de empotramiento reales que soporta la zapata.
- 2.- Diseño de la zapata dependiendo de los resultados del paso anterior.

A continuación se describen detalladamente cada uno de éstos pasos.

- 1.- Análisis estructural de cargas impuestas al edificio.
 - a) identificación de cada uno de los materiales que se utilizan en la construcción del edificio, así como sus correspondientes pesos, como se muestra en el siguiente cuadro.

TABLA II-2

Cargas de Diseño

DESCRIPCION DEL MATERIAL	PESO W (Ton/m ²) C. MUERTA	PESO W (Ton/m) C. VIVA
- Techo de lámina fibrolit (incluye cielo falso + Estruct. metálica + inst. eléctrica)	0.064	0.02
- Peso de losa copresa 3/818 Incluye: Peso propio 290 Kg/m ² Enladrillado 120 Kg/m ² Cielo falso+Inst. Eléct. 30Kg/m ² Losa adicional 20 Kg/m ² Divisiones interiores 70 Kg/m ²	0.53	0.090
- Pared ladrillo de barro calavera puesto de lazo.	0.30	
- Escalera.	0.38	0.10
Peso volumétrico del concreto reforzado	2.40 Ton/m ³	

Ref. REDES

b) Por medio de los pesos de los materiales se determina la carga total del edificio, el que sirve para el cálculo del cortante basal por medio de la siguiente fórmula:

* $V_b = I E Z D (\Sigma W_s); \quad EZ = C \quad \text{Ec. (II-8)}$

Donde:

I : Coeficiente de importancia

E : Coeficiente de estructura

Z : Coeficiente de zonificación

* *Fórmula tomada del REDES Cap. II y Cap. III.*

D : Coeficiente de reducción

ΣW_s : Peso sísmico del edificio

El factor D se determina mediante la fórmula:

$$* D = \frac{0.72}{T^{2/3}} \leq 1.0 \quad \text{Ec. (II-9)}$$

Siendo: * $T = C_t h_n^{3/4}$ Ec. (II-10)

Donde: * T : Período elástico fundamental de vibración.

C_t : 0.035 para marcos de acero

C_t : 0.073 para marcos de concreto reforzado

h_n : Altura total del edificio en metros medidos desde la base hasta el nivel n.

c) Se distribuye el cortante basal de la forma siguiente:

$$* V_i = V_b (R_i / \Sigma R_i) \quad \text{Ec. (II-11)}$$

Donde :

R_i : Rigidez del marco

ΣR_i : Suma de rigideces de marcos paralelos a V_i .

* Fórmulas y coeficientes tomados del REDSES Cap. II y Cap. III.

Para determinar la rigidez de cada entrepiso se utiliza la fórmula de Wilbur:

$$R_1 = \frac{48E_c}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum K_{c1,2}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum K_{v1,2} + \frac{\sum K_{c2}}{12}} \right]} \quad \text{Ec. (II-12)}$$

Donde:

- $K_{c1,2}$: Rigidez relativa de columnas
- $K_{v1,2}$: Rigidez relativa de vigas
- h_1 : Altura del primer entrepiso
- h_2 : Altura del segundo entrepiso
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto
(15,100√(f'c))

La rigidez es igual a: $K = \frac{1/12 bh^3}{I}$ (cm³) Ec. (II-13)

d) Se distribuye en altura la fuerza cortante del edificio con la siguiente fórmula:

$$* F_1 = \frac{(V_1 - F_t)}{\sum w_i h_i}; (F_t = 0.0, \text{ para } T < 0.7 \text{ Seg.}) \quad \text{Ec. (II-14)}$$

Siendo: F_1 : Fuerza cortante del entrepiso

F_t : Fuerza concentrada en la cubierta o fuerza de látigo.

* F_1, F_t tomados del REDSES Cap VI.

- e) Habiendo cargado el edificio y distribuido el cortante basal, se analiza cada uno de los marcos que componen el edificio y se realiza una distribución de momentos utilizando el método de Kanny de distribución de momentos.
- f) Luego de hacer la distribución de momentos de cada uno de los marcos, se realiza un análisis estático a cada marco en sus diferentes tramos estructurales de donde se establece la fuerza axial transmitida a cada columna que a su vez es la que se aplicará a la zapata.

2.- diseño de la Zapata.

- El diseño será de acuerdo a los criterios de resistencia última, para lo cual las cargas y momentos aplicados a la zapata por medio de la columna serán aumentados así:

Carga muerta x 1.4

Carga viva x 1.7

(Según ACI/89 capítulo 9 secc. 9.2.1)

Carga total = $CM \times 1.4 + C.V. \times 1.7 = P_u$ Ec. (II-15)

Con efecto sísmico: $P_u(0.75) + P_{sismo} = P_{Diseño}$ Ec. (II-16)

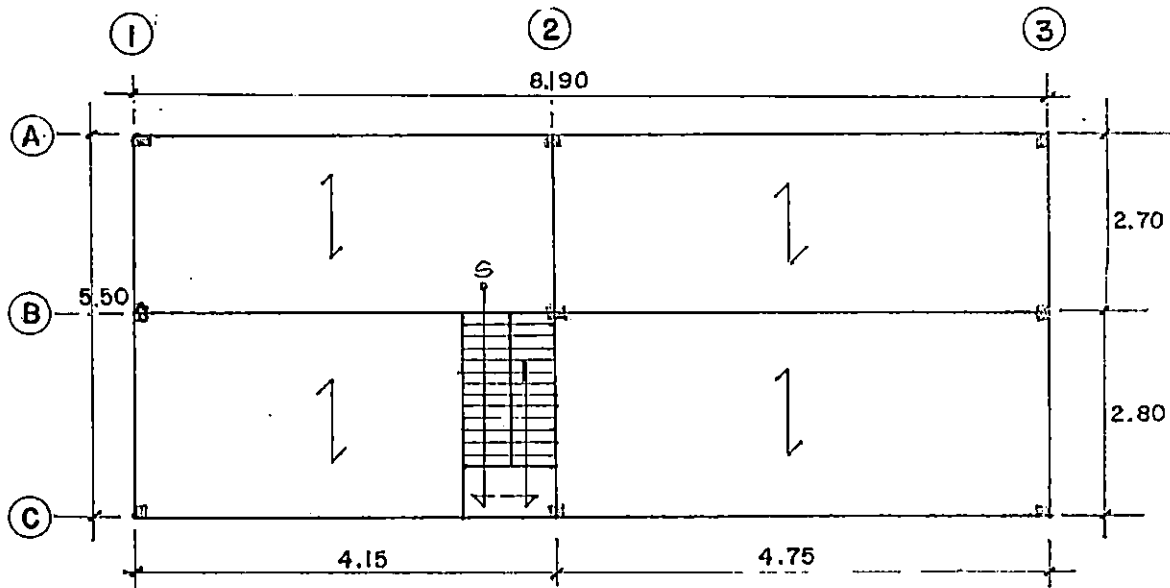
Momento total = $M_M \times 1.4 + M_V \times 1.7 = M_U$

Con efecto sísmico = $M_U(0.75) + M_{sismo} = M_{Diseño}$ Ec. (II-17)

Aplicando la Teoría de Resistencia última se procede al diseño de la zapata, así:

- a) Determinación del área (Ver proceso y cálculo en páginas de la # 186 a la # 187).
- b) Se procede a determinar la mayor carga, momento a utilizar en el diseño, calculadas por medio de las combinaciones descritas en la pág. # 188 a la pág. # 189.
- c) Revisión por penetración (pág. # 190 a pág. # 191).
- d) Revisión por cortante (pág. # 191 a pág. # 192)
- e) Revisión por flexión (pág. # 192 a pág. # 194)
- f) Se establece que el diseño de la zapata es correcto siempre que cumpla con lo requisitos expuestos en los literales a,b,c,d y e.

ANALISIS DE LA EDIFICACION TIPO DE 5.50 m X 8.90 m.



CARGAS SISMICAS:

- AREA DE TECHO:

$$A_{T1} = 3.10 \text{ m} \times 8.90 \text{ m} = 27.59 \text{ m}^2$$

$$A_{T2} = 2.73 \text{ m} \times 8.90 \text{ m} = 24.30 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} A_T &= A_{T1} + A_{T2} \\ &= 27.59 \text{ m}^2 + 24.30 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A_T = 51.89 \text{ m}^2$$

Peso del techo de fibrolit = 64 Kg/m²

(Estruct. metálica + cielo falso)

$$\begin{aligned} \text{Peso del techo de fibrolit} &= A_T \times \text{Peso de techo} / \text{m}^2 \\ &= 51.89 \text{ m}^2 \times 64 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Peso total del techo} = 3320.96 \text{ Kg} = 3.32 \text{ Ton}$$

- AREA DE LOSA: (Copresa 3/818)

$$A_1 = 11.21 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 12.83 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 13.30 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 6.30 \text{ m}^2$$

$$A_T = 43.64 \text{ m}^2$$

El peso de losa incluye:

Peso propio = 290 Kg/m²

Enladrillado = 120 Kg/m²

Cielo falso + Inst. Elect. = 30 Kg/m²

Losa adicional = 20 Kg/m²

Divisiones interiores = 70 Kg/m²

Total = 530 Kg/m²

Peso total de losa Copresa = Area de losa * peso losa /m²

$$= 43.64 \text{ m}^2 * 530 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 23,123.90 \text{ Kg}$$

$$= 23.12 \text{ Ton.}$$

- AREA DE PARED:

Longitud = 38.40 m

Altura = 2.70 m

Moginete: = 1.16 m²

$$\begin{aligned}
\text{Area de pared} &= \text{Long} * \text{Altura} + \text{Area de moginete} \\
&= 38.40 \text{ m} * 2.70 \text{ m} + 1.16 * 3 \\
&= 103.68 \text{ m}^2 + 3.48 \text{ m}^2 \\
&= 107.16 \text{ m}^2 \text{ (No se considera huecos de puertas y} \\
&\quad \text{ventanas para efectos de diseño)}.
\end{aligned}$$

Peso por m² de pared de ladrillo de barra puesto de lazo = 300 Kg/m².

$$\begin{aligned}
\text{Peso total de pared} &= \text{Area de pared} * \text{peso de pared} / \text{m}^2 \\
&= 107.16 \text{ m}^2 * 300 \text{ Kg/m}^2 \\
&= 32,148.00 \text{ Kg} \\
&= 32.15 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

- VOLUMEN DE COLUMNA (25 cmx 25 cm) : Area columna * long. de columna

$$\begin{aligned}
&= 0.25 \text{ m} * 0.25 \text{ m} * 1.5 \text{ m} \\
&= 0.09 \text{ m}^3
\end{aligned}$$

Peso del concreto reforzado = 2.4 Ton/m³

$$\begin{aligned}
\text{Peso de columna} &= \text{Vol. de concreto en columnas} * \\
&\quad \text{peso v/c} * \# \text{ de columnas} \\
&= 0.09 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton/m}^3 * 12 \\
&= 2.70 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

- **VOLUMEN DE VIGAS (40 cm * 20 cm) : Area Viga*Long. de vigas**

$$= 0.40 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 43.20 \text{ m}$$

$$= 3.46 \text{ m}^3$$

Peso de vigas = Vol. concreto en vigas*peso concreto reforzado.

$$= 3.46 \text{ m}^3 * 2.40 \text{ Ton} / \text{m}^3$$

$$= 8.29 \text{ Ton}$$

- **AREA DE GRADAS DE CONCRETO = Long. * ancho**

$$= 1.40 \text{ m} * 0.95 \text{ m}$$

$$= 1.33 \text{ m}^2$$

Volumen de concreto en gradas = Area * Espesor

$$= 1.33 \text{ m}^2 * 0.15 \text{ m}$$

$$= 0.20 \text{ m}^3$$

Peso de gradas = Vol. de concreto en gradas * peso vol. C/R

$$= 0.20 \text{ m}^3 * 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$= 0.48 \text{ Ton}$$

- **PESOS DE CARGA VIVA:**

- **Peso carga viva de techo = 20 kg/m² = 0.02 Ton/m²**
- **Peso carga viva de losa = 90 kg/m² = 0.09 Ton/m²**
- **Peso carga viva de escaleras = 100 kg/m² = 0.10 Ton/m²**

Peso total de carga viva de techo

$$= \text{Area techo} * \text{peso carga viva de techo}$$

$$= 51.89 \text{ m}^2 * 0.02 \text{ Ton/m}^2$$

$$= 1.04 \text{ Ton}$$

Peso total de carga viva de losa

$$= \text{Area losa} * \text{peso carga viva de losa}$$

$$= 43.64 \text{ m}^2 * 0.09 \text{ Ton/m}^2$$

$$= 3.93 \text{ Ton}$$

Peso total de carga viva de escalera

$$= \text{Area de escalera} * \text{peso carga viva escalera}$$

$$= 1.33 \text{ m}^2 * 0.10 \text{ Ton/m}^2$$

$$= 0.13 \text{ Ton}$$

Peso total de carga viva

$$= \text{Peso de techo} + \text{peso de losa} + \text{peso de escalera}$$

$$= 1.04 \text{ Ton} + 3.93 \text{ Ton} + 0.13 \text{ Ton}$$

$$= 5.10 \text{ Ton}$$

Peso total del 2º nivel

$$= \text{Peso total carga muerta} + \text{peso total carga viva}$$

$$= 70.06 \text{ Ton} + 5.10 \text{ Ton}$$

$$= 75.16 \text{ Ton}$$

Calculando peso/m² de área útil del 2º nivel

$$w = \frac{w_L + w_D}{A_{at11}} = \frac{75.16 \text{ Ton}}{43.63 \text{ m}^2}$$

$$w = 1.72 \text{ Ton/m}^2$$

El peso total del entrepiso es: $w = 75.16$ Ton

Este peso servirá para el cálculo del Cortante Basal.

CALCULO DEL CORTANTE BASAL (V_B)

Para establecer el coeficiente de Diseño se obtendrá del producto de ICD, según el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, Cap. II y Cap. III.

C : Factor que depende de los coeficientes

E: Coeficiente de estructuración

Z: Coeficiente de zonificación

$$C = E * Z$$

Zona I

Tipo de estructura: I $\rightarrow C = 0.12$

I : Coeficiente de Importancia

Uso de edificación: Grupo III $\rightarrow I = 1.0$

D : Coeficiente de reducción.

Se determina por la fórmula:

$$D = \frac{0.72}{T^{2/3}} \leq 1.0$$

Siendo:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Y también:

$C_t = 0.073$ para marcos de concreto reforzado

h_n = Altura total del edificio en metros, medidos desde la base hasta el nivel n.

$$T = 0.073 * (6.10)^{3/4} = 0.28$$

Por lo tanto:

$$D = \frac{0.72}{(0.28)^{2/3}} = 1.68$$

Pero $D > 1.0$, entonces usar $D = 1.0$

$$V_B = ICD(\Sigma Ws)$$

$$= 1.0 * 0.12 * 1.0 * (75.16 \text{ Ton})$$

$$V_B = 9.02 \text{ Ton}$$

DISTRIBUCION DEL CORTANTE BASAL.

$$V_i = V_B \left(\frac{R_i}{\Sigma R_i} \right)$$

Donde:

R_i = Rigidez del marco i

ΣR_i = Suma de rigideces de marcos paralelos a V_i

Utilizando la fórmula de wilbur

Para el primer entrepiso tenemos:

$$R_1 = \frac{48 \text{ Ec.}}{h_1 \left[\frac{4 h_1}{\Sigma Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma Kv_1 + (\Sigma Kc_1)/12} \right]}$$

Donde:

$Kc_{1,2,\dots}$ = Rigideces relativas de columnas

$Kv_{1,2,\dots}$ = Rigideces relativas de vigas

h_1 = Altura del entrepiso 1
 h_2 = Altura del entrepiso 2
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto
 (15,100 $\sqrt{f'c}$)

CALCULOS DE RIGIDECES RELATIVAS DE VIGAS Y COLUMNAS.

DE VIGAS:

$$K_v = \frac{b h^3}{12 * l} ; \text{ Sección de viga} = 20 * 40 \text{ (cm)}$$

$$\text{Entonces : } K_v = \frac{20 * (40)^3}{12 * 1} = \frac{106666.67}{1}$$

$$l = 4.15 \text{ m} = 415 \text{ cm}$$

$$K_v = 257.03 \text{ cm}^3 \text{ (ejes A, B y C)}$$

$$l = 4.75 \text{ m} = 475 \text{ cm}$$

$$K_v = 224.56 \text{ cm}^3 \text{ (Ejes A, B y C)}$$

$$l = 2.70 \text{ m} = 270 \text{ cm}$$

$$K_v = 395.06 \text{ cm}^3 \text{ (Ejes 1, 2 y 3)}$$

$$l = 2.80 \text{ m} = 280 \text{ cm}$$

$$K_v = 380.95 \text{ cm}^3 \text{ (Ejes 1, 2 y 3)}$$

DE COLUMNAS:

$$K_c = \frac{b h^3}{12 * l} ; \text{ Sección de columnas} = 25 * 25 \text{ (cms)}$$

$$\text{Para } l = 3.0 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$K_c = \frac{(25)^4}{300 * 12} = 108.51 \text{ cm}^3$$

Utilizando la fórmula de Wilbur:

$$E_c = 15,100\sqrt{f'c}; \text{ para } f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 15,100\sqrt{(210)} = 218,819.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$48E_c = 10503349.87 \text{ Kg/cm}^2$$

Rigideces del Entrepiso:

$$R = \frac{10503349.87 \text{ Kg/cm}^2}{300 \text{ cm} \left[\frac{1200 \text{ cm}}{1302.12 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm}}{\frac{1302.12 \text{ cm}^3}{12} + 3772.80 \text{ cm}^3} \right]}$$

$$R = 35011.17 \text{ Kg} = 35.01 \text{ Ton}$$

Rigidez de Marco:

Marco B:

$$R = \frac{10503349.87 \text{ Kg/cm}^2}{300 \text{ cm} \left[\frac{1200 \text{ cm}}{325.53 \text{ cm}^3} + \frac{300 \text{ cm}}{\frac{325.53 \text{ cm}^3}{12} + 481.59 \text{ cm}^3} \right]}$$

$$R = 8180.18 \text{ Kg} = 8.18 \text{ Ton}$$

$$\Sigma R_i = 8.18 + 8.18 + 8.18 \text{ (Ton)}$$

$$= 24.54 \text{ Ton (por ser iguales las rigideces de los marcos)}$$

Entonces: El cortante para cada marco será:

$$V_A = V_B = V_C = 9.02 \text{ Ton} \left(\frac{8.18 \text{ Ton}}{24.54 \text{ Ton}} \right) = 3.01 \text{ Ton}$$

De igual manera será para el otro sentido.

Así:

$$V_1 = V_2 = V_3 = 9.02 \text{ Ton} (1/3) = 3.01 \text{ Ton}$$

Distribución en altura de la fuerza cortante del Marco:

$$F_i = \frac{(V_i - F_t) w_i h_i}{\sum w_i h_i}; (f_t = 0.0 \text{ para } T < 0.7 \text{ seg}) \text{ Ec. (II-18)}$$

Donde:

F_i = Fuerza cortante del entrepiso.

F_t = Fuerza de látigo.

Para edificaciones menores de 6 niveles $F_t = 0$

Debido a que solo es de un entrepiso.

$$w_i h_i = \sum w_i h_i \implies F_i = V_i = 3.01 \text{ Ton}$$

CENTRO DE MASA

Para la evaluación del Centro de Masa se deben determinar los pesos y cargas actuantes en cada elemento, así como sus respectivas coordenadas en donde se concentra cada una de ellas.

Habiendo encontrado cada una de las solicitaciones actuante en cada uno de los elementos, el centro de masa se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$x = \frac{\sum w_i \cdot x}{\sum w_i} \quad ; \quad y = \frac{\sum w_i \cdot y}{\sum w_i} \quad \text{Ec. (II-19)}$$

Donde:

$x, y =$ Coordenadas del centro de masa

$x, y =$ coordenadas de la carga concentrada respecto a un eje de referencia y origen.

$w_i =$ Peso total que soporta el elemento

$\sum w_i =$ Sumatoria de los pesos de todos los elementos del entrepiso.

Para la evaluación del centro de masa se utiliza la carga viva instantánea (W_a), la cual se encuentra en el capítulo V del REDSES, artículo 13.

Para mostrar el proceso se analiza únicamente un elemento, en el cual se detalla el proceso a seguir, los resultados del análisis del resto de elementos se muestran de manera tabular. Tabla. II.2.

ANALISIS DEL EJE B/2-3.

- Area de losa = $2.75 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} = 13.06 \text{ m}^2$
Peso de losa/m² de carga viva + carga muerta = 0.62 Ton/m^2
Peso losa = $13.06 \text{ m}^2 \times 0.62 \text{ Ton/m}^2$
= 8.1 Ton

- Area de pared ladrillo de barro puesto de lazo = altura
pared * long. pared.
= $3.12 \text{ m} \times 4.75 \text{ m}$
= 14.82 m^2

Peso pared / m² = $300 \text{ Kg/m}^2 = 0.30 \text{ Ton/m}^2$
Peso de pared = Area de pared/3 * $14.82 \text{ m}^2 \times 0.30 \text{ Ton/m}^2$
= 4.45 Ton

- Peso de la viga de 20 x 40 cm.
Volumen de concreto en vigas = $0.20 \times 0.40 \times 4.75 \text{ m}$
Peso volumétrico del concreto reforzado = 2.40 Ton/m^3
Peso de viga = $0.38 \text{ m}^3 \times 2.40 \text{ Ton/m}^3$
= 0.91 Ton.

Peso del tramo eje B/2-3

Peso de losa = 8.1 Ton

Peso de pared = 4.45

Peso de viga = 0.91 Ton

13.46 Ton

Peso del tramo eje B/2-3 = 13.46 Ton

- Coordenada donde se concentra la carga: $x = 2.70 \text{ m}$
 $y = 4.33 \text{ m}$ Ver Fig. II-10. pág. 160.

TABLA II-3

Evaluación del centro de masa.

EJE	TRAMO	PESO W (ton)	X (mt)	Y (mt)	WX (ton-mt)	WY (ton-mt)
3	A-B	3.12	1.35	0.00	4.21	0.00
	B-C	3.57	4.10	0.00	14.64	0.00
2	A-B	3.48	1.35	4.75	4.70	16.53
	B-C	3.94	4.10	4.75	16.15	18.72
1	A-B	3.07	1.35	8.90	4.14	27.32
	B-C	3.51	4.10	8.90	14.39	31.24
A		7.63	0.00	6.83	0.00	52.11
		8.74	0.00	2.38	0.00	20.80
B		7.79	2.70	0.83	21.03	53.21
		13.46	2.70	2.38	36.34	32.03
C		6.11	5.50	7.13	33.61	43.56
		8.88	5.50	2.38	48.84	21.13
COLUMNAS	A-1	0.23	0.00	8.90	0.00	2.05
	A-2	0.23	0.00	4.75	0.00	1.09
	A-3	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00
	B-1	0.23	2.70	8.90	0.62	2.05
	B-2	0.23	2.70	4.75	0.62	1.09
	B-3	0.23	2.70	0.00	0.62	0.00
	C-1	0.23	5.50	8.90	1.27	2.05
	C-2	0.23	5.50	4.75	1.27	1.09
	C-3	0.23	5.50	0.00	1.27	0.00
		75.37			203.71	326.08

PORTANTO $X = (W \cdot X) / W = (203.71) / (75.37) \quad X = 2.70 \text{ mt}$

$Y = (W \cdot Y) / W = (326.08) / (75.37) \quad Y = 4.33 \text{ mt}$

CENTRO CORTANTE.

Es el punto donde está dirigido el cortante del entepiso.

Para su cálculo se utiliza la siguiente fórmula.

$$X_{cc} = \frac{\sum_{i=1}^n F_y X_m}{V_y} ; Y_{cc} = \frac{\sum_{i=1}^n F_x Y_m}{V_x} \quad \text{Ec. (II-20)}$$

Donde:

F_x = Fuerza sísmica aplicada al nivel del entrepiso en la dirección x.

F_y = Fuerza sísmica aplicada al nivel del entrepiso en la dirección Y.

X_m, y_m = Coordenadas del centro de masa.

V_x, V_y = Cortante del entrepiso en la dirección x, y.

Como la fuerza en una dirección es igual al cortante en esa misma dirección, las coordenadas del centro de cortante coinciden con las coordenadas del centro de masa.

$$X_{cc} = \frac{\sum_{i=1}^n F_y X_m}{V_y} = \frac{8.97 \text{ Ton} * 2.70 \text{ mt}}{8.97 \text{ Ton}}$$

$$X_{cc} = 2.70 \text{ mt.}$$

$$Y_{cc} = \frac{\sum_{i=1}^n F_x X_m}{V_x} = \frac{8.97 \text{ Ton} * 4.34 \text{ mt}}{8.97 \text{ Ton}}$$

$$Y_{cc} = 4.34 \text{ mt.}$$

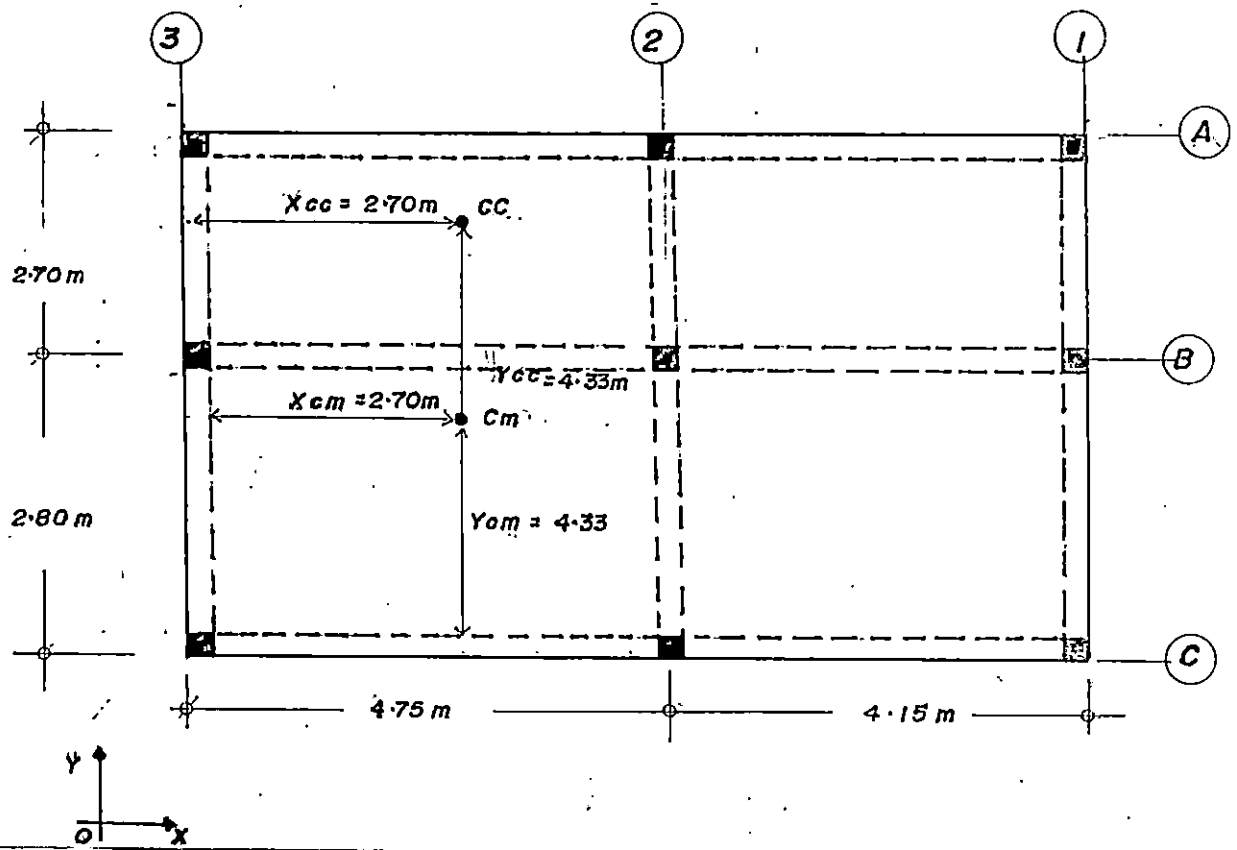
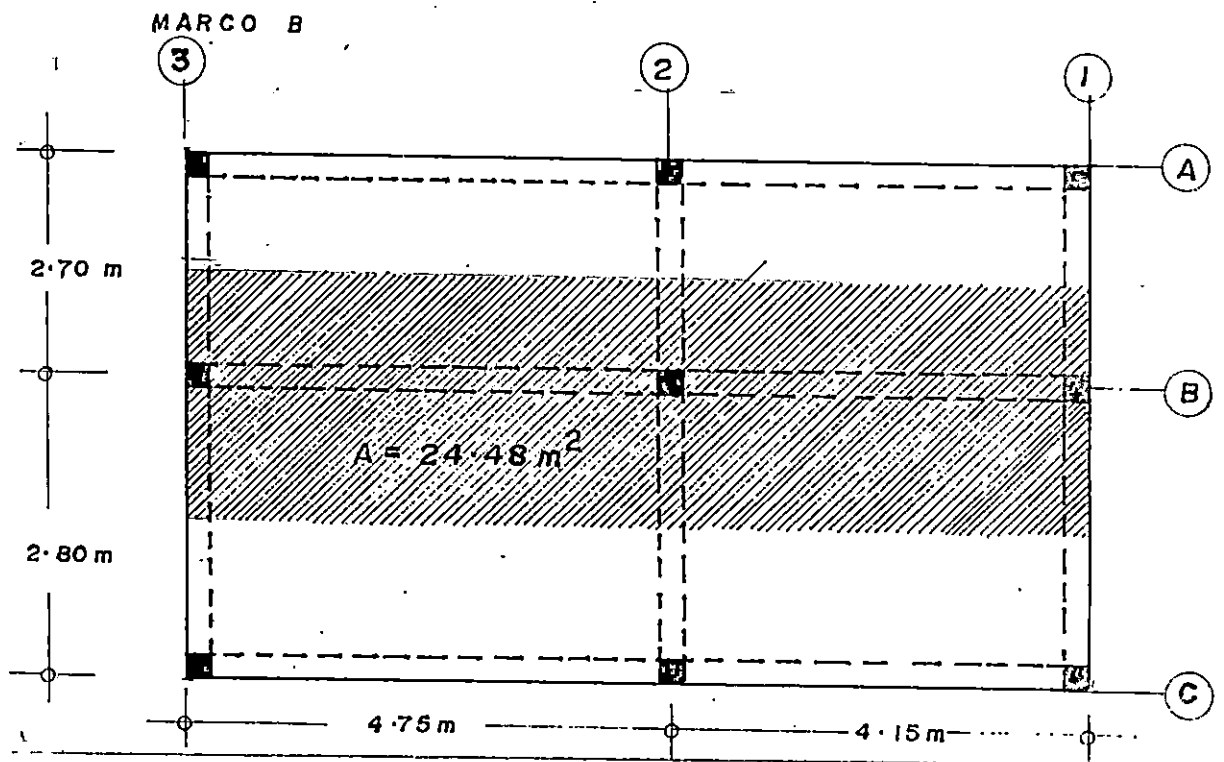


Fig. 11-10. Ubicación del centro de masa y centro cortante.

MODELOS DE MARCOS CARGADOS.



CARGA MUERTA (MARCO B/2-3).

$$A_1 = 13.06 \text{ m}^2$$

$$w_L = 13.06 \text{ m}^2 \times 0.53 \text{ Ton/m}^2 = 6.92 \text{ Ton (peso de losa)}$$

$$w_v = 0.20 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 4.75 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.91 \text{ Ton}$$

(peso de viga)

$$w_p = 4.75 \text{ m} \times 3.12 \text{ m} \times 0.30 \text{ Ton/m}^2 = 4.45 \text{ Ton (Peso pared-lazo)}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de marco B/2-3 } (w_{B/2-3}) &= (w_L + w_v + w_p) / l \\ &= (6.92 \text{ Ton} + 0.91 \text{ Ton} + 4.45 \text{ Ton}) / 4.75 \text{ m} \\ &= 2.58 \text{ Ton/ml} \end{aligned}$$

MARCO B/1-2.

$$A_2 = 6.19 \text{ m}^2$$

$$w_L = 6.19 \text{ m}^2 \times 0.53 \text{ Ton/m}^2 = 3.28 \text{ Ton (peso de losa)}$$

$$w_{v_2} = 0.20 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} \times 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 0.43 \text{ Ton}$$

(peso tramo de viga)

$$w_p = 3.12 \text{ m} \times 2.25 \text{ m} \times 0.30 \text{ Ton/m}^2 = 2.11 \text{ Ton}$$

(peso pared-lazo)

$$\begin{aligned} \text{Peso / ml} = w/l &= (w_L + w_v + w_p) / l \\ &= (3.28 \text{ Ton} + 0.43 \text{ Ton} + 2.11 \text{ Ton}) / 2.25 \text{ m} \\ &= 2.58 \text{ Ton/ml} \end{aligned}$$

$$A_3 = 1.28 \text{ m}^2$$

$$w_L = 1.28 \text{ m}^2 \times 0.53 \text{ Ton/m}^2 = 0.68 \text{ Ton (peso de losa)}$$

$$w_r = 0.20 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.18 \text{ Ton}$$

(peso de porción de viga)

$$\begin{aligned} \text{Peso/ml} &= w/l = (w_L + w_v)/l \\ &= (0.68 \text{ Ton} + 0.18 \text{ Ton})/0.95 \text{ m} \\ &= 0.91 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

$$A_u = 1.28 \text{ m}^2$$

$$w_L = 1.28 \text{ m}^2 \times 0.53 \text{ Ton/m}^2 = 0.63 \text{ Ton (peso de losa)}$$

$$w_v = 0.20\text{m} \times 0.40\text{m} \times 0.95\text{m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.48 \text{ Ton}$$

(Peso de porción de viga)

$$w_o = 1.40 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 0.48 \text{ Ton}$$

(peso escalera)

$$\begin{aligned} \text{peso/ml} &= w/l = (w_L + w_v + w_o)/l \\ &= (0.68 \text{ Ton} + 0.18 \text{ Ton} + 0.48 \text{ Ton})/0.95 \\ &= 1.41 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

CARGA VIVA (MARCO B).

$$A_1 = 13.06 \text{ m}^2$$

$$w_v = 13.06 \text{ m}^2 \times 0.17 \text{ Ton/m}^2 \text{ (carga viva de losa)}$$

$$= 2.22 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso/ml} = w_v/l = 2.22 \text{ Ton} / 4.75 \text{ m} \Rightarrow 0.47 \text{ Ton/ml}$$

$$A_2 = 6.19 \text{ m}^2$$

$$w_v = 6.19 \text{ m}^2 \times 0.17 \text{ Ton/m}^2 = 1.05 \text{ Ton (carga viva de losa)}$$

$$\text{Peso/ml} = w_v/l = 1.06 \text{ Ton} / 2.25 \text{ m}$$

$$= 0.47 \text{ Ton/ml}$$

$$A_3 = 1.28 \text{ m}^2 \times 0$$

$$w_v = 1.28 \text{ m}^2 \times 0.17 \text{ Ton/m}^2 = 0.22 \text{ Ton (carga viva de losa)}$$

$$\text{Peso/l} = w_v/l = 0.22 \text{ Ton} / 0.95 \text{ m} = 0.23 \text{ Ton/m}$$

$$A_u = 1.28 \text{ m}^2$$

$$w_v = 1.28 \text{ m}^2 * 0.17 \text{ Ton/m}^2 = 0.22 \text{ Ton (carga viva de losa)}$$

$$w_c = 1.40 \text{ m} * 0.25 \text{ Ton/m}^2 \text{ (Carga viva de escalera)}$$

$$\text{Peso/ml} = (w_v + w_c)/l$$

$$= (0.22 \text{ Ton} + 0.33 \text{ Ton})/0.95 \text{ m}$$

$$= 0.58 \text{ Ton/ml}$$

MARCO 2.

CARGA MUERTA.

$$w_v = 0.20 \text{ m} * 0.40 * 5.50 \text{ m} * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 1.06 \text{ Ton (peso de viga)}$$

$$\text{Area de pared} = \text{Long. pared} * \text{Altura pared} + \text{área de mojinete.}$$

$$= 2.70 \text{ m} * 5.50 \text{ m} + 1.16 \text{ m}^2$$

$$= 16.01 \text{ m}^2$$

$$w_p = 16.01 \text{ m}^2 * 0.30 \text{ ton/m}^2 = 4.80 \text{ Ton (peso de pared)}$$

$$w_T = 4.45 \text{ m} * 5.50 \text{ m} * 0.064 \text{ Ton/m}^2$$

$$= 1.57 \text{ Ton (peso de techo)}$$

$$\text{Peso/ml} = w/l = (w_v + w_p + w_T)/l$$

$$= (1.06 \text{ Ton} + 4.80 \text{ Ton} + 1.57 \text{ Ton})/5.5 \text{ m}$$

$$= 1.35 \text{ Ton/ml}$$

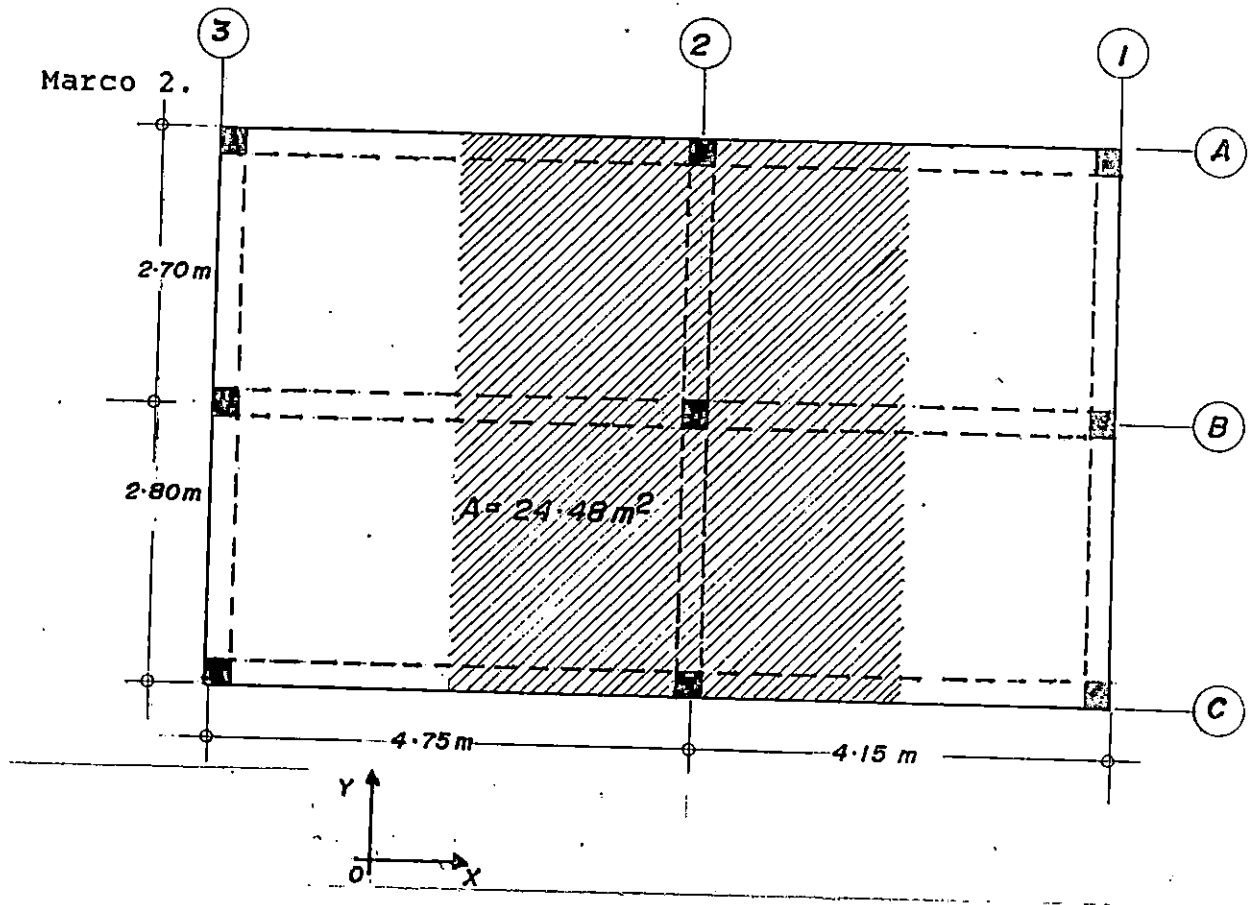
CARGA VIVA.

Solo se considera carga viva de techo:

$$w_T = 4.45 \text{ m} * 5.50 \text{ m} * 0.02 \text{ Ton/m}^2 = 0.49 \text{ Ton}$$

(carga viva de techo)

$$\begin{aligned} \text{Peso/ml} &= w_T/l \\ &= 0.49 \text{ Ton}/5.50 \text{ m} \\ &= 0.09 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$



MARCO A

CARGAS MUERTAS.

$$A_s = 12.02 \text{ m}^2$$

$$w = 12.02 \text{ m}^2 * 0.53 \text{ Ton/m}^2 = 6.37 \text{ Ton (losa)}$$

$$0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 8.90 \text{ m} * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 1.71 \text{ Ton (Viga)}$$

$$8.90 \text{ m} * 2.70 \text{ m} * 0.30 \text{ Ton/m}^2 = 7.21 \text{ Ton (pared-lazo)}$$

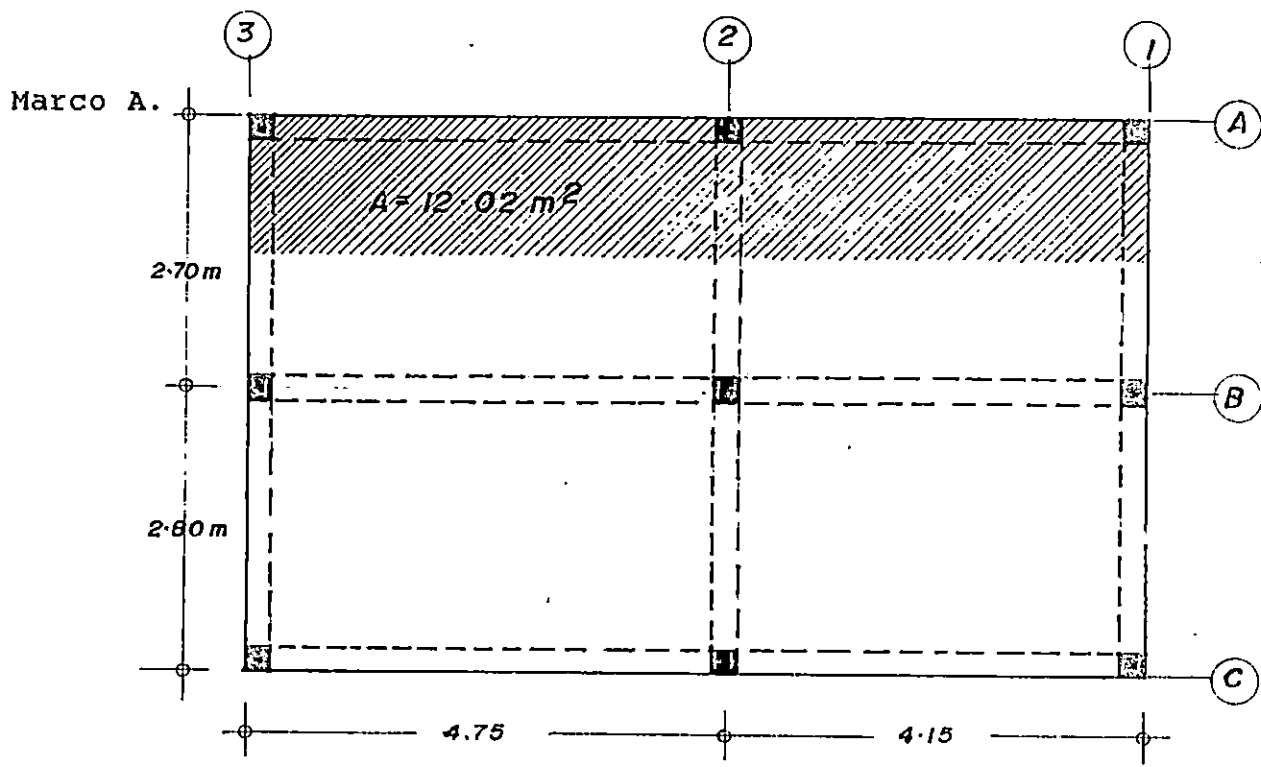
$$= 15.29 \text{ Ton} \div 8.90 \text{ m} = 1.9\backslash72 \text{ Ton/m}$$

CARGA VIVA.

$$A_s = 12.02 \text{ m}^2$$

$$w = 12.02 \text{ m}^2 * 0.17 \text{ Ton/m}^2 = 2.04 \text{ Ton}$$

$$= 2.04 \text{ Ton} \div 8.90 \text{ m} = 0.23 \text{ Ton/ml}$$



CARGAS MUERTAS.

Peso Viga:

$$0.20 \text{ m} * 0.40 \text{ m} * 2.4 \text{ Ton/m}^3 = 1.06 \text{ Ton}$$

Pared Lazo:

$$[(5.50 \text{ m} * 2.70 \text{ m}) + 1.16 \text{ mp}^2 \text{ (mojinete)}] * 0.30 \text{ Ton/m}^2 \\ = 4.80 \text{ Ton}$$

Peso de Techo:

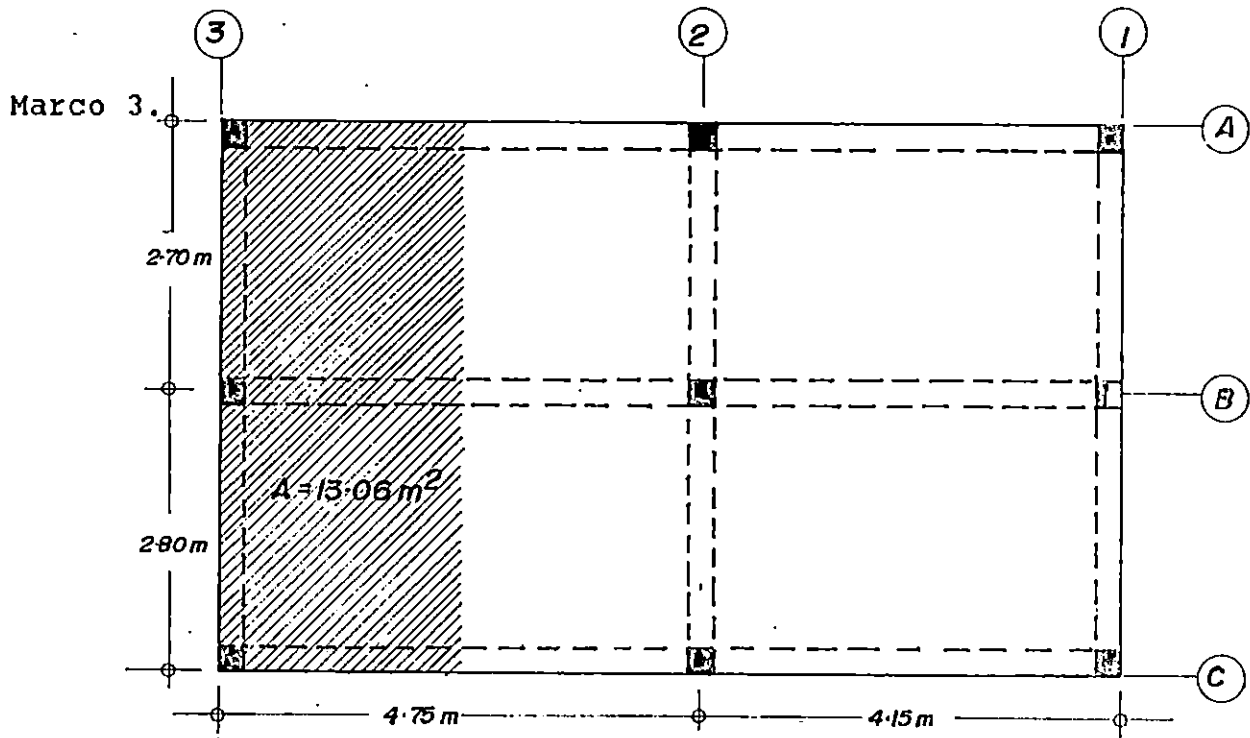
$$13.06 \text{ m}^2 * 64.0 \text{ Ton/m}^2 = 0.84 \text{ Ton}$$

$$w = 6.70 \text{ Ton} \div 5.50 \text{ m} = 1.22 \text{ Ton/m}$$

CARGA VIVA:

$$13.06 \text{ m}^2 * 0.02 \text{ Ton/m}^2 = 0.26 \text{ Ton.}$$

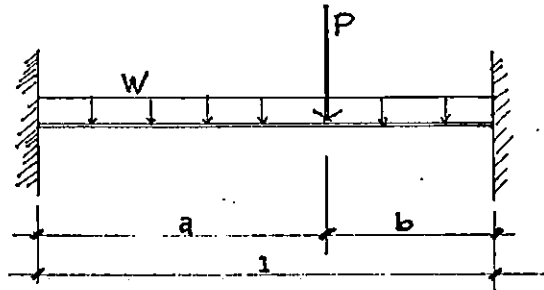
$$w = 0.26 \text{ Ton} \div 5.50 \text{ m} = 0.05 \text{ Ton/m}$$



MODELO DE CARGA DE MARCO B.

CARGA MUERTA.

Usando:

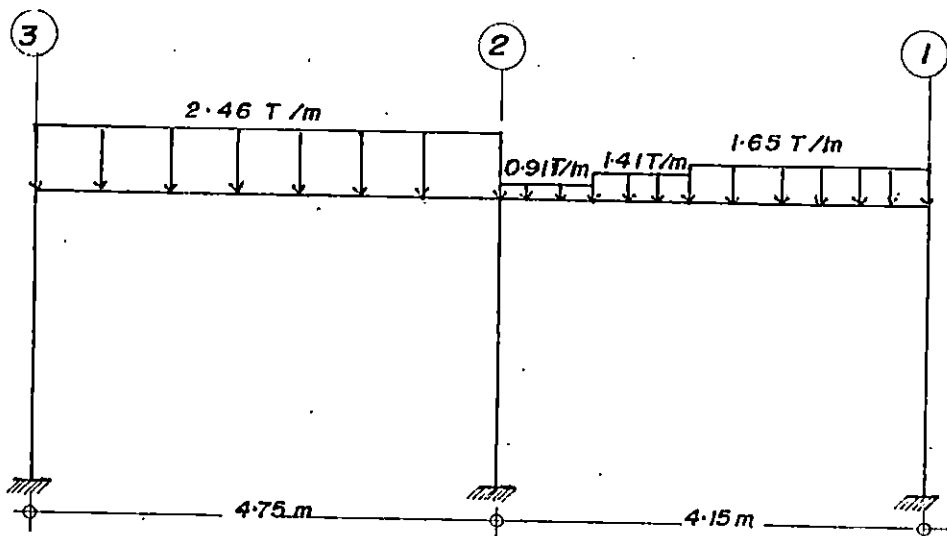


Momentos de empotramientos perfectos.

$$M_1 = - \frac{wl^2}{10} - \frac{pa b^2}{l^2}$$

$$M_2 = + \frac{wl^2}{10} + \frac{pa^2 b}{l^2}$$

Donde:



ME _x	ME ₂	ME ₁	ME _D
-5.55 T-m	+5.55	-0.32	+0.04
		-0.82	+0.43
		-0.82	+2.22
		167	+2.69

RIGIDECES:

$$\text{Viga: } K = \frac{(nh^3)/12}{l}$$

$$\text{Así } K_{3-2} = \frac{[20 \times 40^3]/12}{4.75} = 224.56 \text{ cm}^3$$

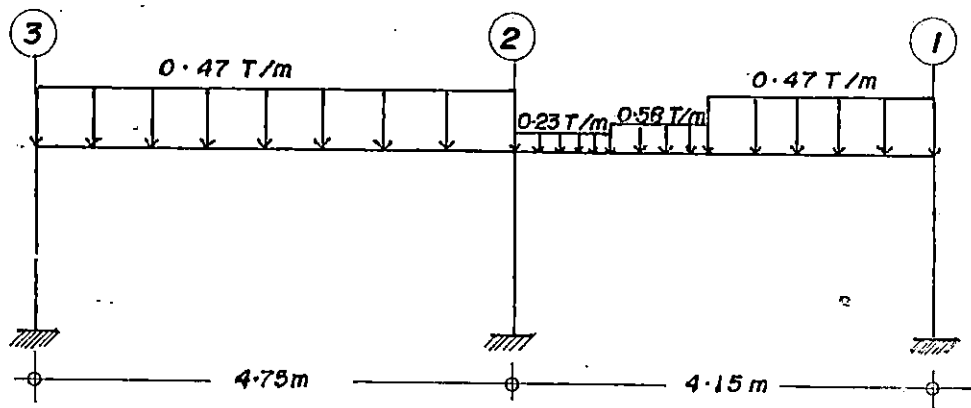
$$K_{2-1} = \frac{[20 \times 40^3]/12}{4.15} = 257.03 \text{ cm}^3$$

$$\text{Columna: } K = \frac{C^4/(12)}{h}$$

Así para $h = 3.00 \text{ m}$

$$K = \frac{[20 \times 40^3]/12}{300} = 108.51 \text{ cm}^3$$

CARGAS VIVAS.



$$ME_3 = -1.6$$

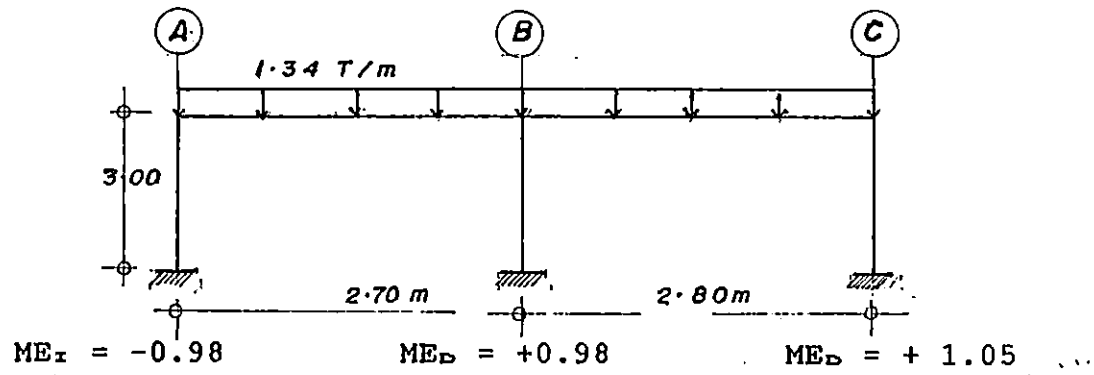
$$ME_2 = +1.06$$

$$ME_1 = -0.66$$

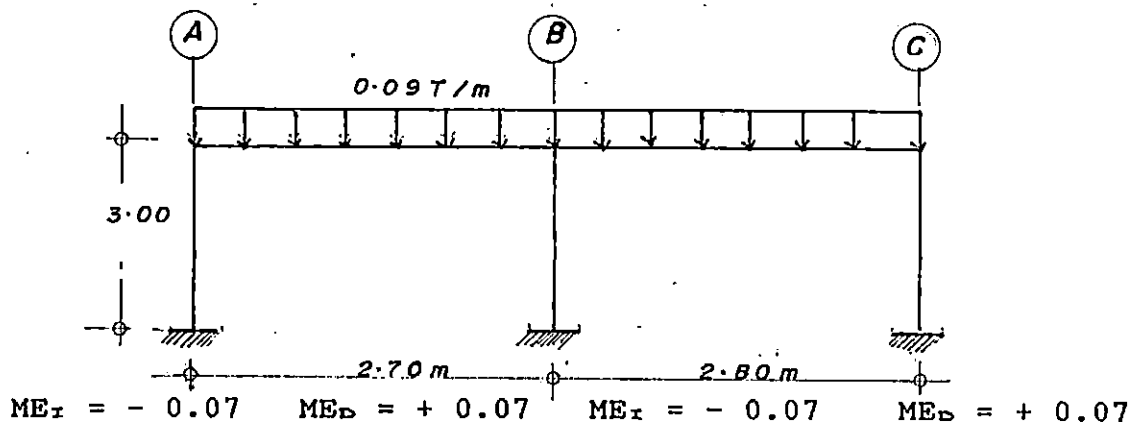
$$ME_D = +0.82$$

MODELO DE CARGA DE MARCO 2

CARGAS MUERTAS.



CARGAS VIVAS.



RIGIDECES.

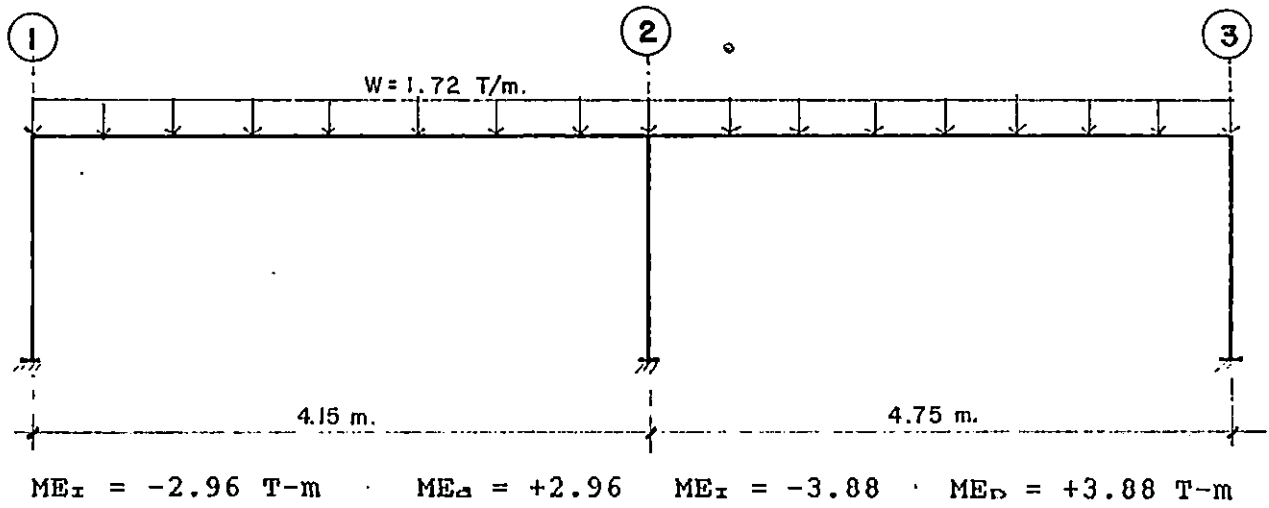
$$K_{A-B} = 395.06 \text{ cm}^3$$

$$K_{C-D} = 380.95 \text{ cm}^2$$

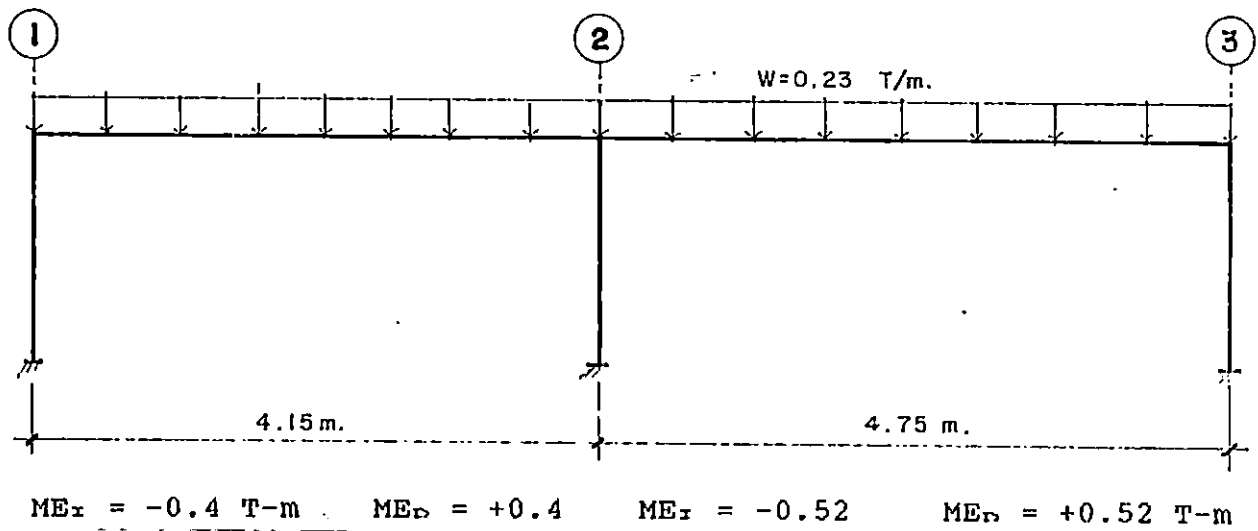
$$K_{\text{column}} = 108.51 \text{ cm}^3$$

MODELO DE CARGAS DE MARCO A.

CARGAS MUERTAS.



CARGAS VIVAS.



RIGIDECES.

Vigas:

$$K_{1-2} = 257.03 \text{ cm}^3$$

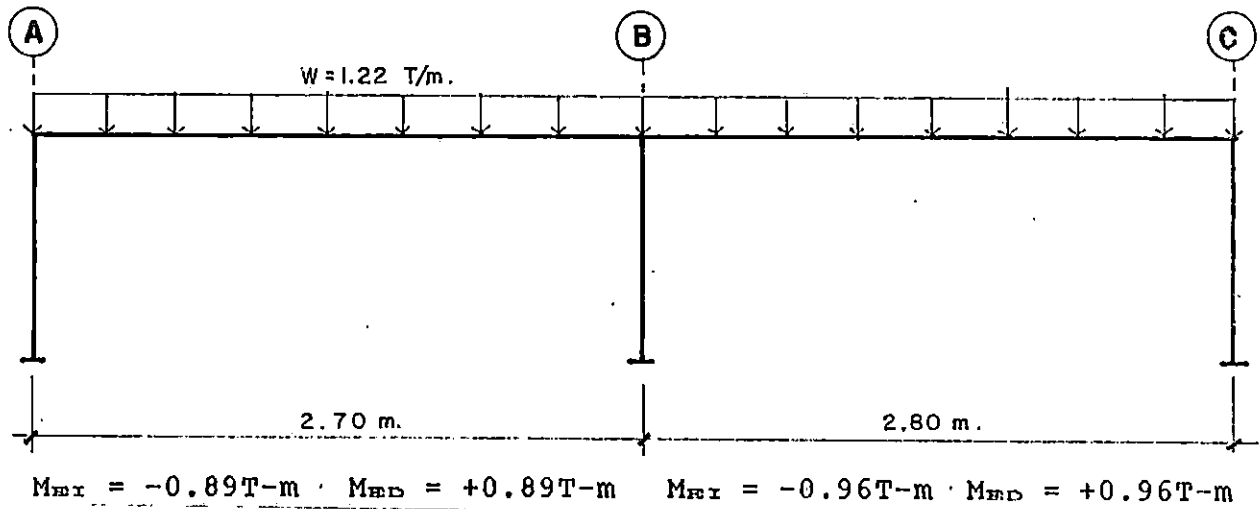
$$K_{2-3} = 224.56 \text{ cm}^3$$

Columnas:

$$K = 108.51 \text{ cm}^3$$

MODELO DE CARGA DE MARCO 3.

CARGAS MUERTAS.



Momentos de empotramiento perfecto:

$$M = \frac{wl^2}{10} \quad (Nawy)$$



RIGIDECES.

Vigas:

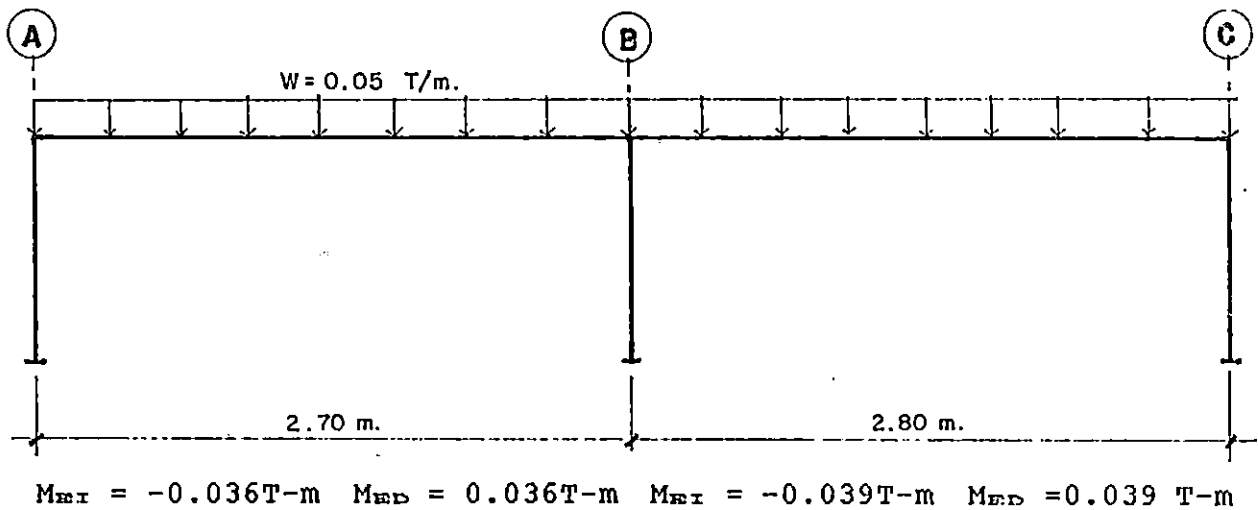
$K_{A-B} = 395.06 \text{ cm}^3$

$K_{B-C} = 380.95 \text{ cm}^3$

Columnas:

$K_{A-B-C} = 108.51 \text{ cm}^3$

CARGA VIVA.



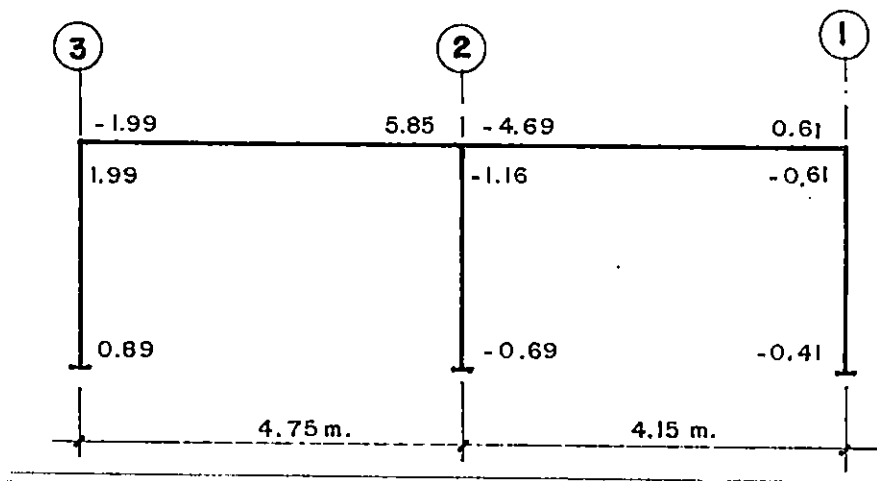
MOMENTOS POR CARGAS MUERTAS EN MARCO B (UNIDADES EN T-m).

NIVEL 1:

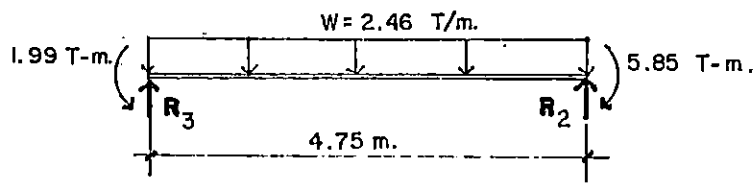
1	2	3
0.00	0.00	0.00
0.00 -1.99	5.85 -4.69	0.61 0.00
1.99	-1.16	-0.61

NIVEL 0:

1	2	3
0.89	-0.69	-0.41



ANALIZANDO TRAMO 3-2:



$$(+)\uparrow \Sigma Fy = 0$$

$$R_3 + R_2 - w * 4.75 = 0$$

$$R_3 = 4.75w - R_2 \quad \text{Ec. (a)}$$

Nota : Las reacciones son transmitidas a la zapata como una carga P.

$$(+)\ \Sigma M_o = 0$$

$$-R_2(4.75) + 4.75w(4.75/2) + 5.85 - 1.99 = 0$$

$$R_2 = [4.75\text{ m} * 2.46\text{ T/m} * 2.36\text{ m} + 5.85 - 1.99\text{ T-m}]/4.75\text{ m}$$

$$R_2 = [27.58\text{ T-m} + 5.85\text{ T-m} - 1.99\text{ T-m}]/4.75\text{ m}$$

$$R_2 = 6.62\text{ Ton}$$

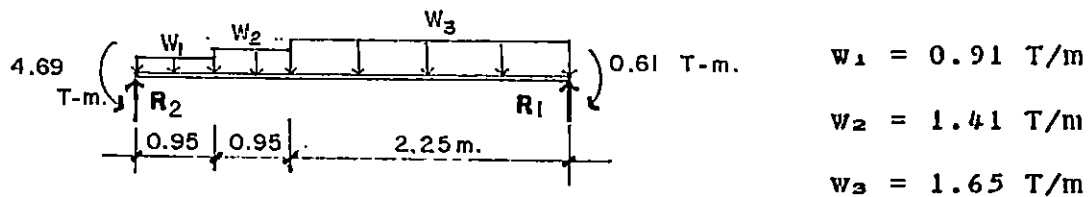
Sust. $R_2 = 6.62\text{ Ton en Ec. (a)}$

$$R_3 = 4.75w - R_2$$

$$R_3 = 4.75\text{ m} * 2.46\text{ T/m} - 6.62\text{ Ton}$$

$$R_3 = 5.07\text{ Ton.}$$

ANALISIS DE TRAMO 2-1.



$$(+)\ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$R_1 + R_2 - 2.25w_3 - 0.95w_2 - 0.95w_1 = 0$$

$$R_1 = 2.25w_3 + 1.41w_2 + 0.91w_1 - R_2$$

$$R_1 = 2.25\text{m} * 1.65\text{ T/m} + 0.95 * 1.41 - 0.95 * 0.91 - R_2$$

$$R_1 = 4.19\text{T} - R_2 \quad \text{Ec. (b)}$$

$$(+)\ \Sigma M_2 = 0$$

$$-R_1(4.15) + 2.25w_3(3.03) + 0.95w_2(1.43) + 0.95w_1(0.48)$$

$$+ 0.61 - 4.69 = 0$$

$$R_1 = [6.82*1.65+1.36*1.41+0.46*0.91+0.61-4.69]/4.15$$

$$R_1 = 2.30 \text{ Ton.}$$

Sust. R_1 en Ec. (b)

$$R_2 = 4.19 \text{ T} - 2.30\text{T} \implies R_2 = 1.89\text{T.}$$

MOMENTOS POR CARGAS VIVAS TOTALES EN MARCO B (UNIDADES EN T-m)

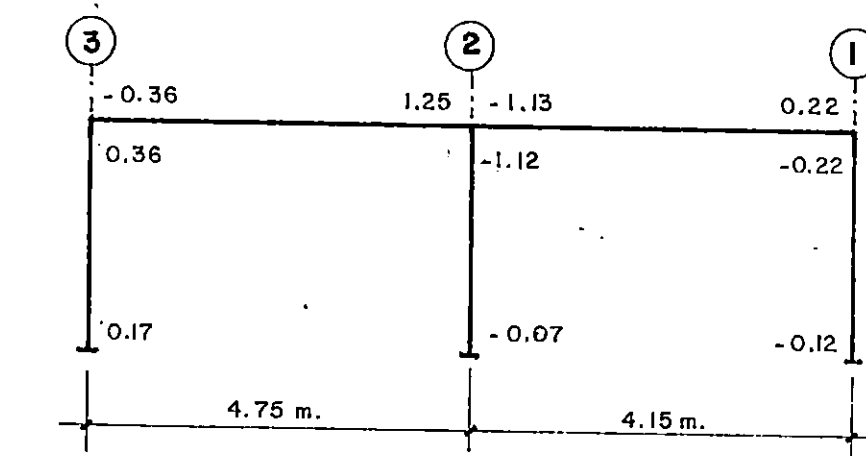
(Resultados del programa de KANY):

NIVEL 1:

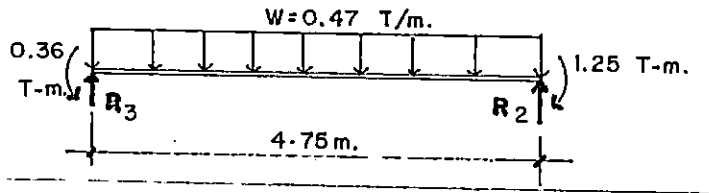
1	2	3
0.00	0.00	0.00
0.00 -0.36	1.25 -1.13	0.22 0.00
0.36	-1.12	-0.22

NIVEL 0:

1	2	3
0.17	-0.07	-0.12



ANALISIS TRAMO 3-2.



$$(+)\ \Sigma M_2 = 0$$

$$0.36 - 1.25 - 4.75 \cdot 0.47 \cdot 2.375 + 4.75 R_2 = 0$$

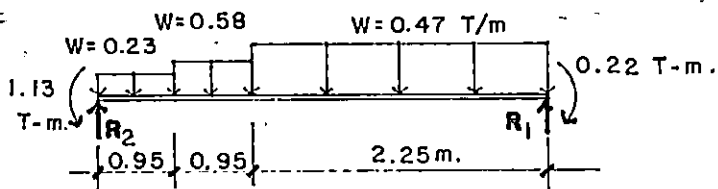
$$R_2 = 1.30 \text{ Ton } \uparrow$$

$$\uparrow (+)\ \Sigma F_y = 0$$

$$R_3 + 1.30 - 4.75 \cdot 0.47 = 0$$

$$R_3 = 0.93 \text{ Ton } \uparrow$$

ANALISIS TRAMO 2-1.



$$(+)\ \Sigma M_1 = 0$$

$$1.13 - 0.22 - 0.22 \cdot 3.675 - 0.55 \cdot 2.75 - 1.06 \cdot 1.125 + 4.15 R_2 = 0$$

$$R_2 = 0.62 \text{ Ton } \uparrow$$

$$(+)\ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$0.62 - 0.22 - 0.55 - 1.06 + R_1 = 0$$

$$R_1 = 1.21 \text{ Ton } \uparrow$$

MOMENTOS POR CARGAS SISMICAS TOTALES EN MARCO B

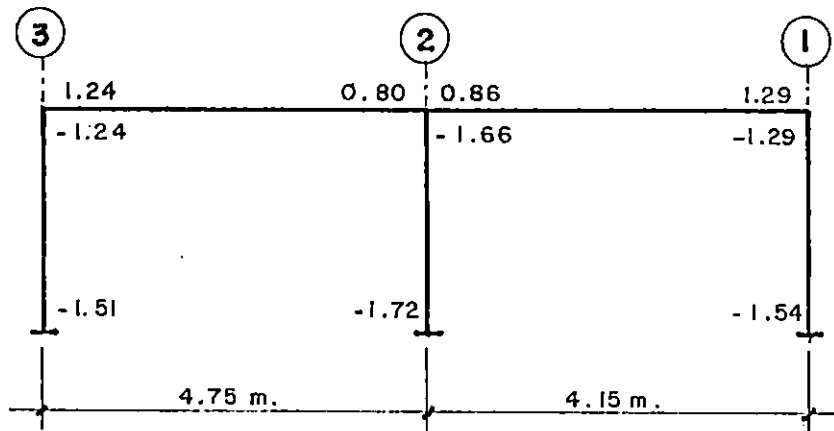
(UNIDADES EN T-m)

NIVEL 1. $V_1 = 2.99$

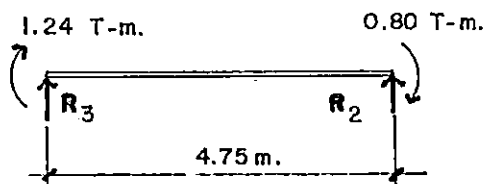
1	2	3
0.00	0.00	0.00
0.00 1.24	0.80 0.86	1.29 0.00
-1.24	-1.16	-1.29

NIVEL 0:

1	2	3
-1.51	-1.72	-1.54



ANALISIS DE TRAMO 3-2.



$$\downarrow + \uparrow \quad \Sigma M_3 = 0$$

$$1.24 + 0.80 - 4.75R_2 = 0$$

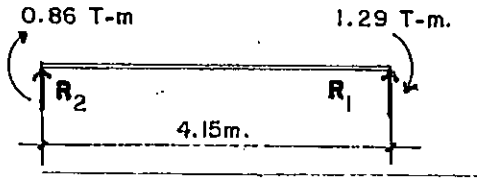
$$R_2 = 0.43 \text{ Ton } \uparrow$$

$$(+)\quad \Sigma M_2 = 0$$

$$1.24 + 0.80 + 4.75R_3 = 0$$

$$R_3 = -0.43 \text{ Ton } \downarrow$$

ANALISIS DE TRAMO 2-1.



$$(+)\ \Sigma M_2 = 0$$

$$0.86 + 1.29 - 4.15R_1 = 0$$

$$R_1 = 0.52\ \text{Ton } \uparrow$$

$$(+)\ \Sigma M_1 = 0$$

$$R_2 = -0.52\ \text{Ton } \downarrow$$

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A MARCO B.

CARGA IMPUESTA:

P_m = Carga muerta;

P_v = Carga viva;

P_s = Carga sísmica;

$$P_{m3} = 5.07\ \text{Ton}$$

$$P_{v3} = 0.93\ \text{Ton}$$

$$P_{m2} = 8.51\ \text{Ton}$$

$$P_{v2} = 1.92\ \text{Ton}$$

$$P_{m1} = 2.30\ \text{Ton}$$

$$P_{v1} = 1.21\ \text{Ton}$$

$$P_{s3} = -0.43\ \text{Ton}$$

$$P_{s2} = -0.09\ \text{Ton}$$

$$P_{s1} = 0.52\ \text{Ton.}$$

MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO:

M_m : Momento debido a carga muerta

M_v : Momento debido a carga viva

M_s : Momento debido a carga sísmica

$$M_{m3} = -0.41\ \text{Ton-m}$$

$$M_{v3} = 0.17\ \text{Ton-m}$$

$$M_{m2} = -0.69\ \text{Ton-m}$$

$$M_{v2} = -0.07\ \text{Ton-m}$$

$$M_{m1} = 0.89\ \text{Ton-m}$$

$$M_{V1} = -0.12 \text{ Ton-m}$$

$$M_{S3} = -1.51 \text{ Ton-m}$$

$$M_{S2} = -1.72 \text{ Ton-m}$$

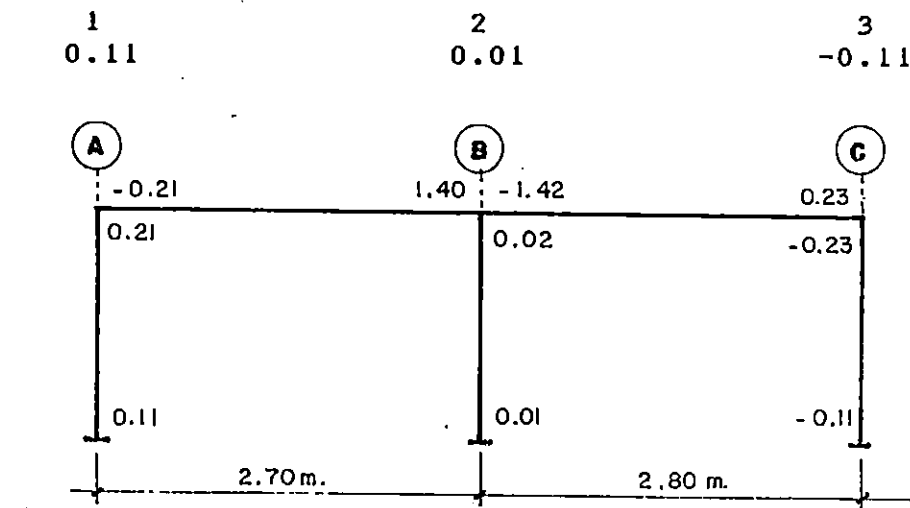
$$M_{S1} = -1.54 \text{ Ton-m}$$

MOMENTOS POR CARGAS MUERTAS EN MARCO 2 (UNIDADES EN T-m).

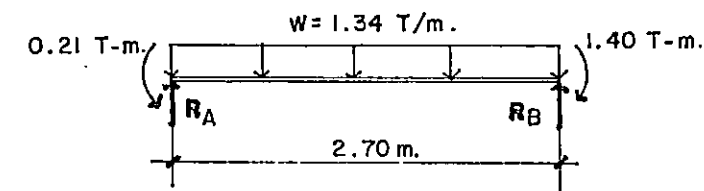
NIVEL 1.

1		2		3
0.00		0.00		0.00
0.00	-0.21	1.40	-1.42	0.23
0.21		0.02		-0.23

NIVEL 0:



ANALISIS DE TRAMO A-B.



$$(+)\ \Sigma M_A = 0$$

$$0.21 - 1.40 - 1.34 * 2.70 * 1.35 + 2.70 R_B = 0$$

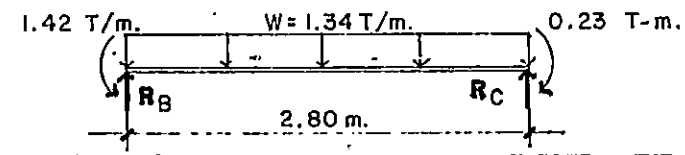
$$R_B = 2.25 \text{ Ton } \uparrow$$

$$(+)\ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$2.25 - 1.34 * 2.70 + R_A = 0$$

$$R_A = 1.37 \text{ Ton } \uparrow$$

ANALISIS DE TRAMO B-C.



$$(+)\ \Sigma m_c = 0$$

$$1.42 - 0.23 - 1.34 * 2.80 * 1.40 + 2.80 R_B = 0$$

$$R_B = 1.45 \text{ Ton } \uparrow$$

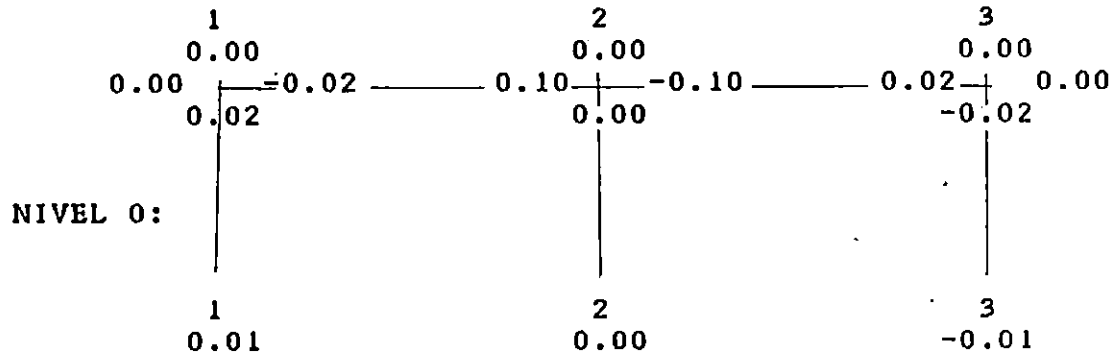
$$(+)\ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$1.45 - 1.34 * 2.80 + R_C = 0$$

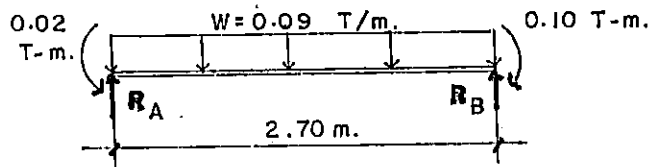
$$R_C = 2.30 \text{ Ton } \uparrow$$

MOMENTOS POR CARGAS VIVAS TOTALES EN MARCO 2 (UNIDAD EN T-m).

NIVEL 1.



ANALISIS DE TRAMO A-B.



$$(+)\ \Sigma M_A = 0$$

$$0.02 - 0.10 - 0.90 \cdot 2.70 \cdot 1.35 + 2.70 R_B = 0$$

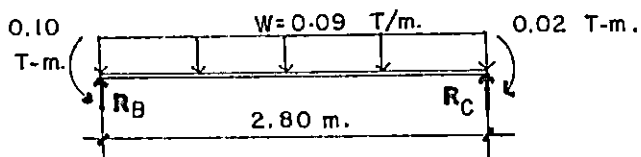
$$R_B = 0.15 \text{ Ton f}$$

$$(+)\ \uparrow \Sigma F_y = 0$$

$$0.1 + R_A - 0.90 \cdot 2.70 = 0$$

$$R_A = 0.09 \text{ Ton f}$$

ANALISIS DE TRAMO B-C.



$$(+)\ \Sigma M_C = 0$$

$$0.10 - 0.20 + 0.90 \cdot 2.80 \cdot 1.40 + 2.80 R_B = 0$$

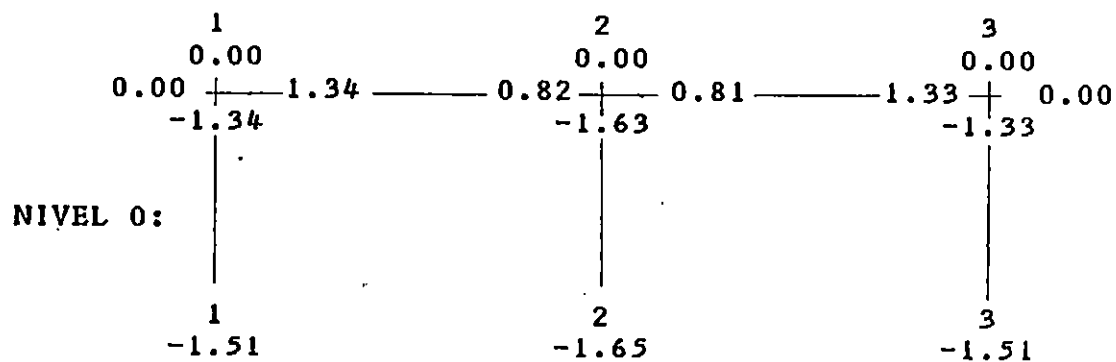
$$R_B = 0.15 \text{ Ton } \uparrow$$

$$R_C = 0.09 \text{ Ton } \uparrow$$

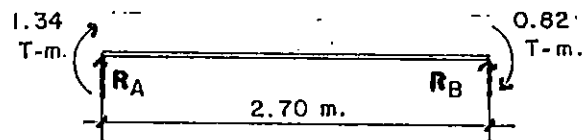
MOMENTOS POR CARGAS SISMICAS TOTALES EN MARCO 2.

(UNIDADES EN T-m).

$$\text{NIVEL 1} \quad V_1 = 2.99$$



ANALISIS TRAMO A-B.



$$(+)\ \Sigma M_A = 0$$

$$1.34 + 0.82 - 2.70 R_B = 0$$

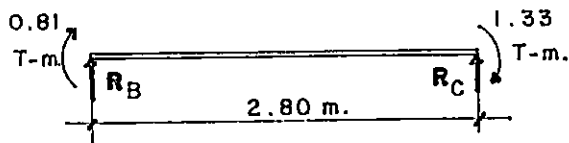
$$R_B = 0.80 \text{ Ton } \uparrow$$

$$(+)\ \Sigma M_B = 0$$

$$1.34 + 0.82 + 2.70R_A = 0$$

$$R_A = - 0.80 \text{ Ton } \downarrow$$

ANALISIS B-C.



$$(+)\ \Sigma M_B = 0$$

$$0.81 + 1.33 - 2.80R_C = 0$$

$$R_C = 0.76 \text{ Ton } \uparrow$$

$$(+)\ \Sigma M_C = 0$$

$$0.81 + 1.33 + 2.80R_B = 0$$

$$R_B = - 0.76 \text{ Ton } \downarrow$$

RESUMEN DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A MARCO 2.

CARGAS IMPUESTAS:

$$P_{mA} = 1.34 \text{ Ton}$$

$$P_{vA} = 0.09 \text{ Ton}$$

$$P_{mB} = 3.70 \text{ Ton}$$

$$P_{vB} = 0.30 \text{ Ton}$$

$$P_{mC} = 2.30 \text{ Ton}$$

$$P_{vC} = 0.09 \text{ Ton}$$

$$P_{SA} = -0.8 \text{ Ton}$$

$$P_{SB} = 0.04 \text{ Ton}$$

$$P_{SC} = 0.76 \text{ Ton}$$

MOMENTOS AL PIE DE COLUMNA:

$$M_{mA} = 0.11 \text{ Ton-m}$$

$$M_{vA} = 0.01 \text{ Ton-m}$$

$$M_{mB} = 0.01 \text{ Ton-m}$$

$$M_{vB} = 0.00 \text{ Ton-m}$$

$$M_{mC} = -0.11 \text{ Ton-m}$$

$$M_{vC} = -0.01 \text{ Ton-m}$$

$$M_{SA} = -1.51 \text{ Ton-m}$$

$$M_{SB} = -1.65 \text{ Ton-m}$$

$$M_{SC} = -1511 \text{ Ton-m}$$

ANALISIS PARA LA ZAPATA 2B.

Las cargas que soporta la zapata 2B son las impuestas por:
El Marco 2 y el Marco B.

Por lo tanto la carga de diseño P, el momento de diseño debido al marco B y marco 2 se calculan así:

$$\text{Carga muerta total : } P_m = 12.21 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga vital total : } P_v = 2.22 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga sísmica total : } P_B = -0.05 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga real aplicada : } P = 14.38 \text{ Ton}$$

MOMENTOS:

Momento en eje 2.

Momento por carga muerta = - 0.69

Momento por carga viva = - 0.07

Momento por carga sismo = - 1.72

Momento total $M_2 = - 2.48$ Ton-m

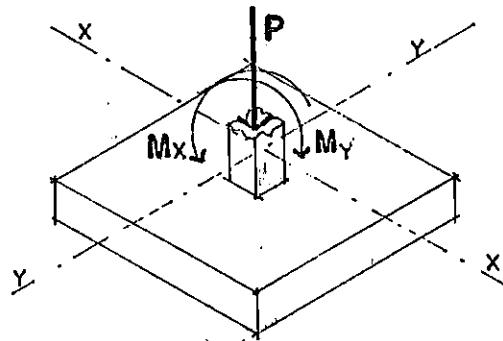
Momento en eje B.

Momento por carga muerta = 0.01

Momento por carga viva = 0.00

Momento por carga sismo = -1.65

Momento total $M_B = - 1.64$ Ton-m



DISEÑO DE LA ZAPATA DE LOS EJES B Y 2.

Aplicando Ec. II-16 y Ec. II-17 para P de diseño y M de diseño.

Datos:

$P_m = 12.21$ Ton $M_m = 0.01$ T-m (B); $M_m = -0.69$ T-m (2)

$P_v = 2.2$ Ton $M_v = 0.00$ T-m (B); $M_v = -0.07$ T-m (2)

$P_s = -0.05$ Ton $M_s = -1.65$ T-m (B); $M_s = -1.72$ T-m (2)

$P = 14.38$ Ton $M_B = -1.64$ T-m (B); $M_2 = -2.48$ T-m (2)

DETERMINAR AREA DE ZAPATA.

Usando los datos de los parámetros del suelo de la zonificación del AMSS, correspondiente a la zona II, compuesta por los municipios de San Marcos y San Salvador se tiene:

De la Tabla I-19b, Capítulo I. $\longrightarrow C = 0.69 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{14}{1000 \text{ kg}} \times \frac{(100 \text{ cm})^2}{1 \text{ m}^2} = 6.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

El tipo de suelo es arena limosa (SM), entonces:

$$\gamma_h = 1.483 \text{ Ton/m}^3$$

$$\phi = 36^\circ$$

$$C = 0.69 \text{ Ton/m}^2$$

Usando $D_x = 1.00 \text{ mt.}$ $B = 1.00 \text{ mt.}$

De la ecuación de capacidad de carga última del suelo tenemos:

$$q_u = 1.3 C N_c' + \gamma D_x N_q' + 0.4 \gamma B N_\gamma'$$

Para falla local de zapata cuadrada.

Donde, de la gráfica con $\phi = 36^\circ$ tenemos:

$$N_c' = 25 \quad N_q' = 14 \quad N_\gamma' = 16$$

Sustituyendo en la ecuación de q_u :

$$\begin{aligned} q_u &= 1.3 * 0.69 * 25 + 1.483 * 1.00 * 14 + 0.4 * 1.483 * 1.00 * 16 \\ &= 52.7 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{adm} = q_u / F_s; \quad F_s = 3.0 \text{ según Terzaghi}$$

$$q_{adm} = (52.7) / 3 \implies q_{adm} = 17.6 \text{ Ton/m}^2$$

Usar $q_{adm} = 17 \text{ Ton/m}^2$

Area de zapata = p / q_{neto} ;

$$q_{neto} = q_{adm} - (q_{suelo} + q_{zapata}) - q_{sobrecarga}$$

$$q_{neto} = 17.0 - (1.00 * 1.6 + 1.00 * 2.00) - 0.3 = 13.1 \text{ Ton/m}^2$$

D_f

D_f

$$\sigma_{\text{insto}} = \frac{P}{A}$$

$$\text{Area} = (14.38)/(13.10) = 1.10 \text{ m}^2 \text{ Si } B = L \implies$$

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{(1.10)} = 1.05$$

Así usar zapata cuadrada de 1.20 m * 1.20 m

Calculando esfuerzos:

$$\text{Si } e < L/6 : \sigma_{\text{max/min}} = P/A (1 \pm (6e_B)/L \pm (6e_2)/B)$$

Excentricidad:

$$e_2 = M_B/P = (1.63)/(14.38) = 0.11 \text{ m}$$

$$e_B = M_2/P = (2.48)/(14.38) = 0.17 \text{ m}$$

$$L/6 = (1.20)/6 = 0.20 \text{ m como } e_B < L/2:$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{14.38}{1.44} \left(1 + \frac{6*0.11}{1.20} + \frac{6*0.17}{1.20} \right) = 23.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{14.38}{1.44} \left(1 - \frac{6*0.11}{1.20} - \frac{6*0.17}{1.20} \right) = -4.0 \text{ Ton/m}^2$$

Ahora el q_{adm} según el art. 36 del R.E.D.S.E.S.

$$\text{Para: } \sigma_{\text{min}}/\sigma_{\text{max}} = \frac{4.0}{23.9} = 0.16 < 2.5$$

F.S. = 1.5 (Esfuerzo de trabajo, carga est. y sísmica)

$$q_{adm} = \frac{17 * 3.0}{1.5} \frac{q_u}{1.5} = 34.0 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Como } \sigma_{\text{max}} = 23.9 \text{ Ton/m}^2 < q_{adm} = 34.0 \text{ Ton}$$

El área garantiza la estabilidad por capacidad de carga (1.20 m * 1.20 m).

Para la revisión de penetración, cortante y flexión se usa la mayor de las combinaciones de carga.

$$1. \quad P_u = 1.4P_m + 1.7P_v$$

$$M_u = 1.4M_m + 1.7M_v$$

$$2. \quad P_u = 0.75(1.4P_m + 1.7P_v) + P_s$$

$$M_u = 0.75(1.4M_m + 1.7M_v) + M_s$$

Ahora:

$$1. \quad P_u = 1.4*12.21 + 1.7*2.22 = 20.9 \text{ Ton}$$

$$M_u = 1.4*0.01 + 1.7*0.00 = 0.01 \text{ Ton-m (Eje B)}$$

$$M_u = 1.4*0.69 + 1.7*0.07 = 1.1 \text{ Ton-m (Eje 2)}$$

$$2. \quad P_u = 0.75*20.9 + 0.05 = 15.70 \text{ Ton}$$

$$M_u = 0.75*0.01 + 1.65 = 1.66 \text{ Ton-m (Eje B)}$$

$$M_u = 0.75*0.01 + 2.48 = 2.49 \text{ Ton-m (Eje 2)}$$

ESFUERZOS:

$$1. \quad P_u = 20.9 \text{ Ton} \quad y \quad M_u = 1.1 \quad y \quad M_u = 0.01$$

$$\text{Así } e_B = (0.01)/(20.9) = 0.0005 \approx 0.0$$

$$e_2 = (1.1)/(20.9) = 0.05 \text{ m} < 0.20 = L/6 = (1.20)/6$$

Por lo tanto:

$$\sigma = \frac{P_u}{A} \left[1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_2}{L} \right]; \quad A = 1.44$$

$$\sigma_1 = \frac{20.90}{1.44} \left[1 + \frac{6*0.0}{1.20} + \frac{6*0.05}{1.20} \right] = 18.14 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{20.90}{1.44} \left[1 + \frac{6*0.0}{1.20} - \frac{6*0.05}{1.20} \right] = 10.89 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{20.90}{1.44} \left[1 - \frac{6*0.0}{1.20} - \frac{6*0.05}{1.20} \right] = 10.89 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{20.90}{1.44} \left[1 - \frac{6*0.0}{1.20} + \frac{6*0.05}{1.20} \right] = 18.14 \text{ Ton/m}^2$$

2. $P_u = 15.70 \text{ Ton}$ y $M_u = 1.66 \text{ T-m}$ y $M_u = 2.49 \text{ T-m}$

Así $e_B = (1.66)/(15.70) = 0.11$

$e_2 = (2.49)/(17.70) = 0.16 < L/6 = 0.20$

Por lo tanto:

$$\sigma_1 = \frac{15.70}{1.44} \left[1 + \frac{6*0.11}{1.20} + \frac{6*0.16}{1.20} \right] = 25.62 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{15.70}{1.44} \left[1 + \frac{6*0.11}{1.20} - \frac{6*0.16}{1.20} \right] = 8.18 \text{ Ton/m}^2$$

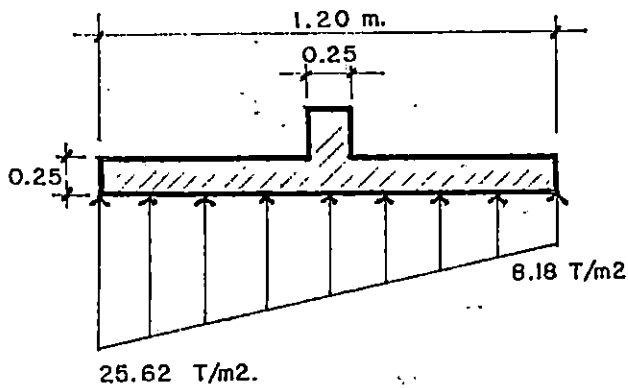
$$\sigma_3 = \frac{15.70}{1.44} \left[1 - \frac{6*0.11}{1.20} - \frac{6*0.16}{1.20} \right] = -3.82 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{15.70}{1.44} \left[1 - \frac{6*0.11}{1.20} + \frac{6*0.16}{1.20} \right] = 13.63 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo tanto usar:

Combinación 2 de gravedad + sismo.

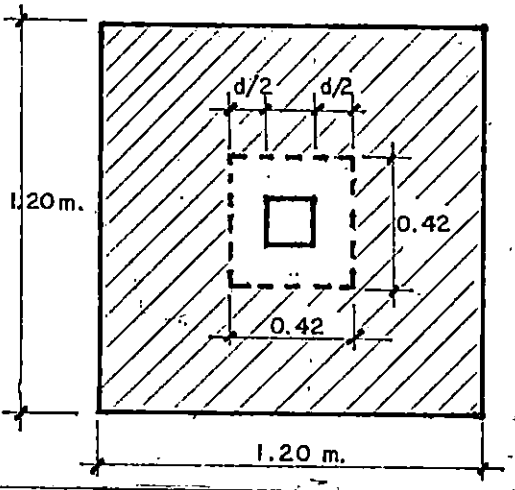
$\sigma_{max} = 25.62 \text{ Ton/m}^2$ y $\sigma_{min} = 8.18 \text{ Ton/m}^2$



Asumiendo un espesor de 0.25m . Usando 7 cm de recubrimiento y varilla de refuerzo N^o 3 (3/8")

$$d = 25 - 7 - 1 = 17 \text{ cm.}$$

REVISION POR PENETRACION.



Perímetro donde actúa el cortante (---)

$$b_o = 4(25 + 17) = 168 \text{ cm.}$$

Usando concreto de $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$

El concreto absorbe un porcentaje del cortante que actúa en el perímetro b_o , el cual se calcula por la fórmula:

$$\phi V_c = \phi (1.1) \sqrt{f'c} (b_o) d; \quad \phi = 0.85 \text{ (por cortante)}$$

$$\text{Según } 1.1 * \sqrt{(210)} * 168 * 17 * 0.85 = 38.70 \text{ Ton}$$

$$V_u = \sigma_{\text{promedio}} * \text{Area achurada}$$

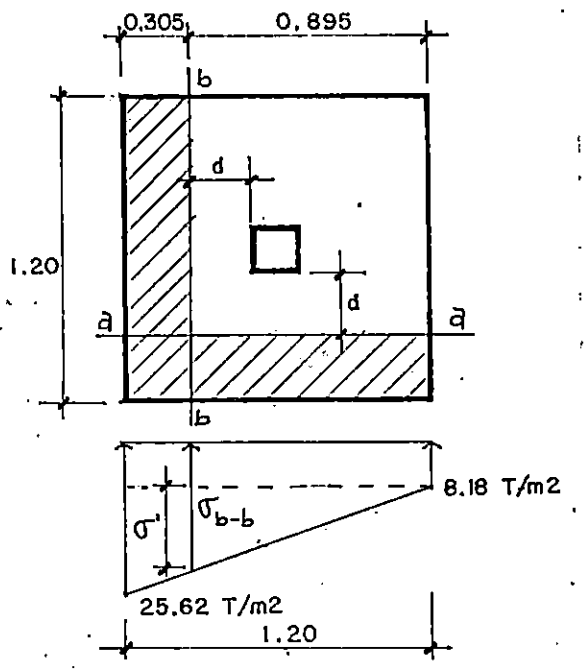
$$= \frac{25.62 + 8.18}{2} * [(1.20 * 1.20) - (0.42 * 0.42)]$$

$$= 16.90 * 1.2626 = 21.35 \text{ ton}$$

Como $v_u < \phi V_c$

21.35 < 38.70 La sección de la zapata es capaz de resistir los esfuerzos.

REVISION POR CORTANTE.



La sección de concreto absorbe cortante según:

$$\phi V_c = \phi (0.53) \sqrt{F_c'} (Ld)$$

$$\phi = 0.85$$

$$= 0.85 * 0.53 * 14.49 * 120 * 17$$

$$= 13.32 \text{ Ton}$$

En la sección b-b:

$$\frac{25.62 - 8.18}{1.20} = \frac{\sigma'}{0.895} \implies \sigma' = 13.01 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{b-b} = \sigma_{\min} + \sigma' = 8.18 + 13.10 = 21.19 \text{ ton/m}^2$$

$$V_u = \sigma_{\text{prom}} * \text{Area a la izquierda de b-b}$$

$$= \frac{25.62 - 21.19}{2} * (1.20 * 0.305) = 0.81 \text{ Ton}$$

En la sección a-a:

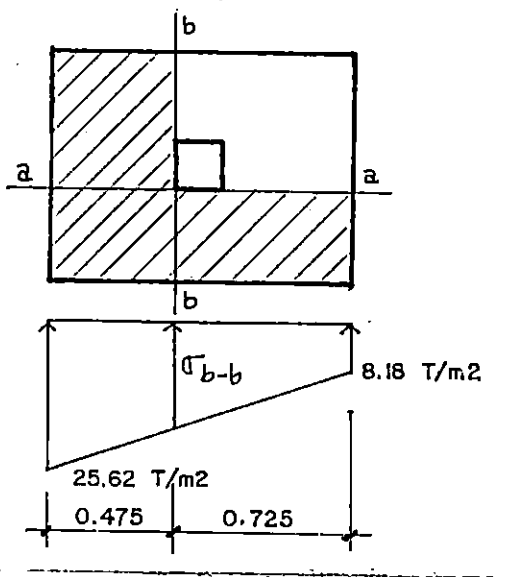
$$V_u = \frac{25.62 - 8.18}{2} * (0.305 * 1.20) = 3.19 \text{ Ton}$$

Por lo tanto en cualquiera de las dos secciones el cortante crítico V_u es menor que el absorbido por la sección de concreto:

$$0.81 < 3.19 < 13.32 \text{ Ton}$$

Por lo que la sección de la zapata es capaz de resistir los esfuerzos.

REVISION POR FLEXION.



$$\frac{25.62 - 8.18}{1.20} = \frac{\sigma'}{0.725}$$

$$\sigma' = 10.54 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{b-b} = 8.18 + 10.54$$

$$\sigma_{b-b} = 18.72 \text{ Ton/m}^2$$

MOMENTOS FLEXIONANTES.

$$\begin{aligned} M_{b-b} &= 18.72 * 0.475 * 1.20 * 0.238 + 6.90 * 0.475 * 1.20 * 0.317 \\ &= 3.78 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{a-a} &= [25.62 - 8.18] / 2 * 1.20 * 0.475 * 0.238 \\ &= 1.18 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

El momento flexionante es el de la sección b-b.

$M_{b-b} = 3.78 \text{ Ton-m}$, para el cual se calculará el acero por flexión.

CALCULO DEL ACERO POR FLEXION.

$$M_u = 3.78 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = \phi f_c' w (1 - 0.59w) b d^2 \quad \phi = 0.90 \text{ (por flexión)}$$

$$\text{Donde: } w = \rho (f_y / f_c') \implies \rho = \frac{w f_c'}{f_y} = \frac{A_s}{c d} \implies A_s = \rho b d$$

Sustituyendo:

$$3.78 \times 10^5 - 0.9 * 210 * w (1 - 0.59w) * 120 * 17 * 17 = 0$$

$$\text{Donde al resolver } w = 0.05978 \approx 0.06$$

$$\text{Sustituyendo } A_s = \frac{0.06 * 210}{2800} * 120 * 17$$

$$A_s = 9.18 \text{ cm}^2$$

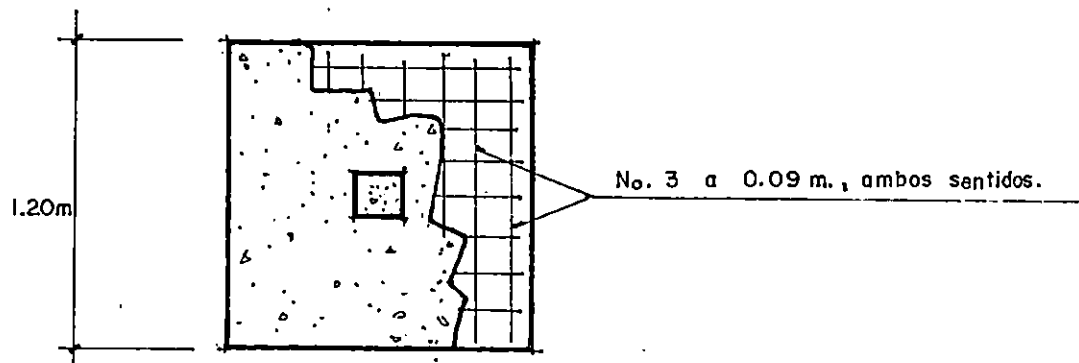
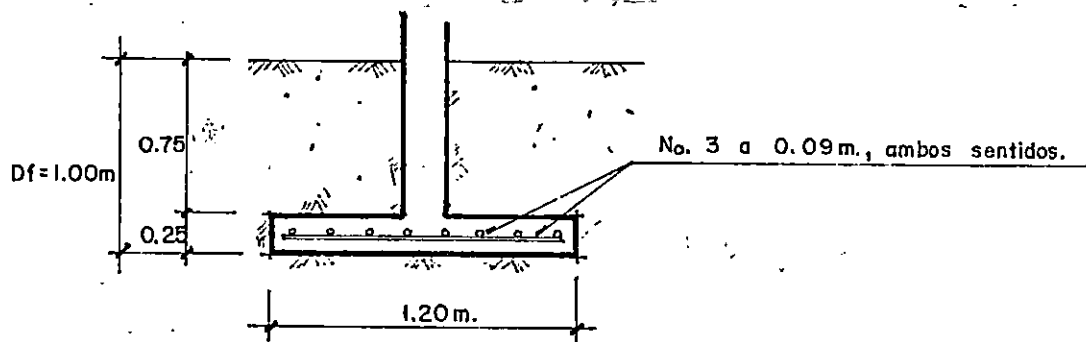
Si usamos varilla N° 3 (3/8") se tiene:

$$\# \text{ varillas} = A_s / A_v = (9.18) / (0.17) \approx 13 \text{ varillas}$$

Separación:

$$S = \frac{l_{efectiva}}{(\# \text{ varillas} - 1)} = \frac{1.20 - 0.10}{12} \text{ (Ambos recubrientos)}$$

S = 0.09 cm Usar 13 varillas Nº 3 S = 0.09 ambos sentidos.



MUROS DE RETENCION.

Los muros de retención son estructuras de gran aplicación en diversos proyectos de Ingeniería Civil, como carreteras ferrocarriles, urbanizaciones para viviendas, proyectos hidráulicos, etc; su objetivo es mantener diferencias de niveles del terreno natural, así como absorber las grandes presiones que se generan debido a las masas de tierra que retienen en condición natural o por la tierra depositada para conformar las terrazas (rellenos).

TIPOS DE MUROS. *

- Muros de mampostería de piedra: generalmente son de geometría (forma) trapezoidal truncada. Se utiliza para alturas menores de seis metros. El material de construcción es piedra reventada con aristas pronunciadas cuyos tamaños deben ser mayores de unos treinta centímetros, efectuándose la unión entre ellas por medio de mortero de cemento y arena.

Este tipo de muro es el más comúnmente usado en nuestro medio, su construcción puede requerir más tiempo de ejecución que los de otro tipo; tiene dificultades como el manejo del material que directamente se trae de cantera y el gran espacio que ocupa en su acopio.

* Ver Capítulo I de este manual

- Muros de concreto reforzado: los hay de dos formas "T" invertida y "L". Se usa acero para refuerzos y concreto normal; el sistema de construcción es muy semejante con otros elementos estructurales como vigas, losas y columnas.

El tiempo de ejecución es relativamente corto, por la colocación del hierro y el colocado del concreto. La necesidad de construir una obra falsa (encofrada) puede aumentar sus costos, por la mano de obra y materiales adicionales de reforzamiento. La aplicación de este tipo de muro tiene limitaciones debido a los costos de construir la obra falsa.

Se usan dos tipos de muros de concreto reforzado, muros en voladizo y muros con contra fuertes interiores o exteriores.

- Muros de mampostería reforzada: su forma es similar a la de los de concreto reforzado. Se construyen mediante combinaciones de bloques huecos prefabricados hechos de concreto y reforzados con acero estructural, los más usados son de concreto tipo saltex rellenos con mortero normal según la norma ASTM C-90. Este tipo de muro al igual que los anteriores, están sujetos a un diseño estructural. El sistema de construcción es similar al de cualquier pared de mampostería reforzada; el tiempo de ejecución es relativamente corto y no necesita encofrado, excepto una cimbra guía o alguna auxiliar.

PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE LOS MUROS.

Para calcular cualquier tipo de muro se procede como sigue:

- a. Seleccionar las dimensiones tentativas del muro.
- b. Analizar la estabilidad frente a las fuerzas que lo solicitan tal que cumpla los requisitos estructurales.

Si en el primer análisis de la estructura los resultados no son satisfactorios, se modifican sus dimensiones y se efectúan nuevos tanteos hasta lograr los dos aspectos anteriores.

A través del análisis se determinan las magnitudes de las fuerzas que actúan por encima de la base de la cimentación, tales como empujes de tierra, empujes dinámicos (sismo, carga por paso de vehículo), peso propio del muro y peso de la tierra, sobrecargas, y luego se investiga su estabilidad con respecto al deslizamiento, al volteo, la capacidad soportante del suelo y la no falla de la estructura.

Las principales propiedades físicas del suelo que intervienen en el cálculo de los muros son: El peso volumétrico (γ_s), el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c). La geometría es importante porque sus características son variables según el caso, la base superior, la base inferior (base-pietalón), los paramentos (externo e interno), unión base, viga ó pantalla.

FUERZAS Y PRESIONES QUE INTERVIENEN PARA LA ESTABILIDAD DE LOS MUROS.

Empujes de tierra: las presiones laterales de tierra son las fuerzas ejercidas por la masa de suelo y que actúan sobre las estructuras de retención. La variación de la magnitud de la presión lateral de la tierra cambia dependiendo de la naturaleza de la misma, que es caracterizada por el tipo de suelo * (cohesivo, friccionante o la combinación de ambos), por su peso unitario y por la altura de relleno. Las presiones laterales ejercidas sobre el muro de retención se muestran en la Fig.II-10.

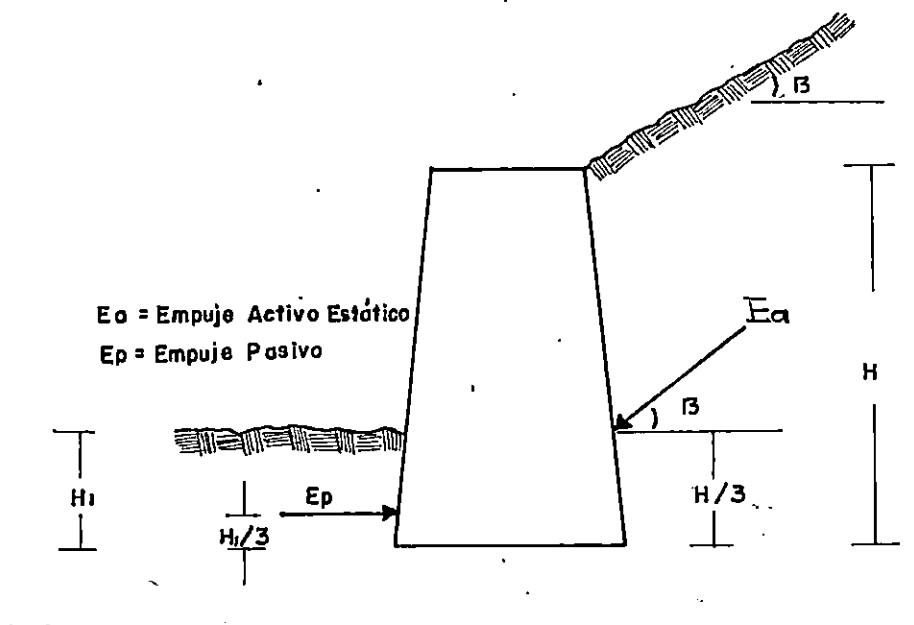


Fig. II-10. Empujes de tierra sobre un muro.

* Según clasificación S.U.C.S.

La estabilidad de los muros de retención depende del empuje pasivo, empuje activo estático y empuje activo dinámico, según la teoría de Rankine (Sowers 1983, Ref. 3).

El empuje pasivo (E_p) es la resistencia que una masa de suelo opone a su desplazamiento cuando es solicitada por una fuerza lateral (Ref. 1). El empuje activo estático (E_a) es aquel que produce una acción en el muro debido a la carga gravitacional de la masa de suelo que es retenida (relleno). El empuje activo dinámico (E_{ae}) es una carga adicional que se provoca al muro por efecto de las fuerzas eventuales como los movimientos sísmicos en el suelo.

El empuje pasivo total por metro lineal de muro para suelos no cohesivos es el siguiente:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H_1^2 K_p \quad \text{Ec. (II-21)}$$

Donde: E_p : es el empuje pasivo.

γ_s : es el peso volumétrico del suelo

H_1 : es la profundidad del lado pasivo

K_p : es el coeficiente de presión pasiva.

ϕ : es el ángulo de fricción interna

$$K_p = \cos\beta \cdot \frac{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}$$

Siendo β : el ángulo de inclinación del relleno.

Si $\beta = 0$ (relleno horizontal), se simplifica la ecuación del empuje pasivo como sigue:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H_1^2 \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad \text{Ec. (II-22)}$$

El empuje activo estático para suelos no cohesivos se calculará con la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a \quad \text{Ec. (II-23)}$$

Donde E_a : es el empuje activo.

γ_s : es el peso volumétrico del suelo.

H : es la profundidad del lado activo.

K_a : es el coeficiente de presión activa.

ϕ : es el ángulo de fricción interna.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)}}$$

Si $\beta = 0$, se simplifica, la ecuación del empuje activo como sigue:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad \text{Ec. (II-24)}$$

Al hacer referencia a la cohesión de un suelo y tomando en cuenta su valor, las fórmulas para determinar los empujes activos y pasivos se convierten en:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2CH \sqrt{K_a} \quad \text{Ec. (II-25)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H_1^2 K_p + 2CH_1 \sqrt{K_p} \quad \text{Ec. (II-26)}$$

La línea de acción de la resultante de estos empujes pasa a

un tercio de la altura del muro ($H/3$) con dirección paralela a la superficie del relleno (Fig. II-10).

El empuje activo dinámico (E_{ae}). Según el Reglamento de Emergencia Diseño Sísmico de El Salvador (Art. 40) se deben tomar en cuenta para efectos de diseño del muro, para que las fuerzas que tienen lugar por efectos de la aceleración en el suelo no provoquen su inestabilidad. Estas se calcularán así:

$$E_{DH} = (3/8) \gamma_s H^2 (A_{h \max}) \quad \text{Ec. (II-27)}$$

$$E_{DV} = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 (A_{v \max}). \quad \text{Ec. (II-28)}$$

Donde E_{DH} : es el empuje dinámico horizontal, que actúa a $0.6H$ sobre la base del muro.

E_{DV} : es el empuje dinámico vertical, que actúa a $0.2H$ del talón del muro, y debe traducirse en fuerza lateral aplicada a $H/3$ del muro, así:

$$E_{ah} = E_{DV} K_a \quad \text{Ec. (II-29)}$$

$A_{h \max}$: es el coeficiente de aceleración horizontal.

$A_{v \max}$: es el coeficiente de aceleración vertical.

Los coeficientes de aceleración horizontal y vertical, para la zona I como para la zona II de acuerdo con la tabla II-4 son los siguientes:

TABLA II-4

Coefficientes de aceleración sísmica.

COEFICIENTE	ZONA	
	I	II
$A_h \text{ máx}$	0.20	0.10
$A_v \text{ máx}$	0.10	0.05

Tomada del REDSES, 1986.

En el siguiente esquema (Fig. II-11) se indican las fuerzas dinámicas consideradas en un muro de retención:

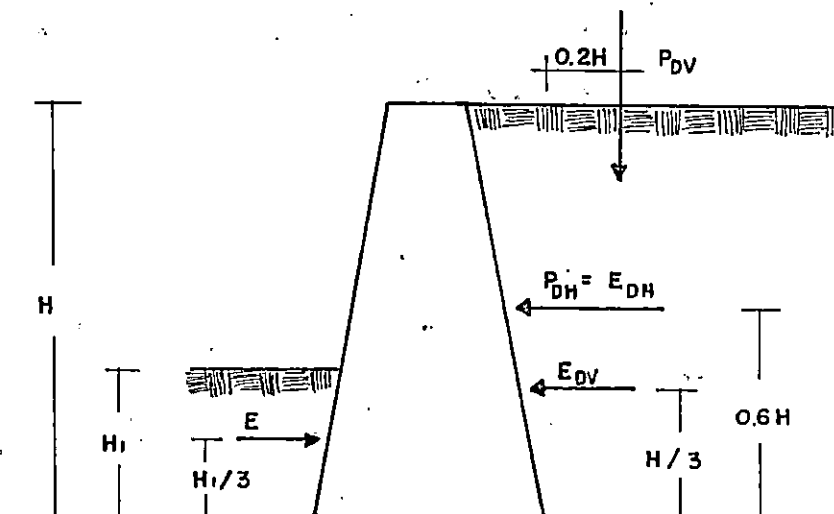


Fig. II-11. *Fuerzas dinámicas.*

Sobrecargas: son las cargas, que además del peso propio del muro y el suelo sobre el muro actúan como fuerzas de gravedad, en rellenos horizontales o rellenos inclinados; las sobrecargas en el suelo retenido se consideran como un colchón de tierra equivalente, cuyo espesor tendrá el siguiente valor:

$$h_{sc} = W/(\gamma_s) \quad \text{Ec. (II-30)}$$

Donde h_{sc} : es la altura por sobrecarga

W : es la carga distribuida

γ_s : es el peso volumétrico del suelo.

Lo anterior permite considerar una altura mayor del relleno, lo que origina dimensiones mayores del muro, necesarias para resistir los efectos adicionales por sobrecarga, como se muestra en la Fig. II-12.

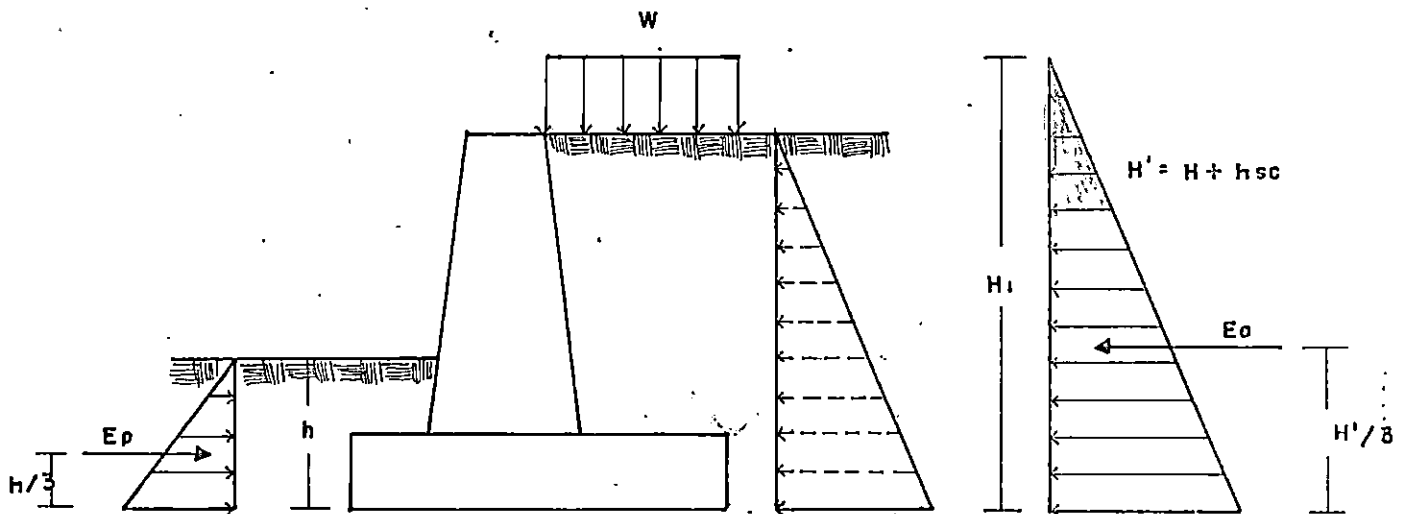


Fig. II-12 Empujes adicionales en un muro por efecto de la sobrecarga sobre el suelo.

PASOS PARA EL CALCULO DE UN MURO DE GRAVEDAD.

Para muros de mampostería de piedra, de acuerdo con la teoría de Rankine, las fuerzas de gravedad son las que se muestran en la Fig. II-13.

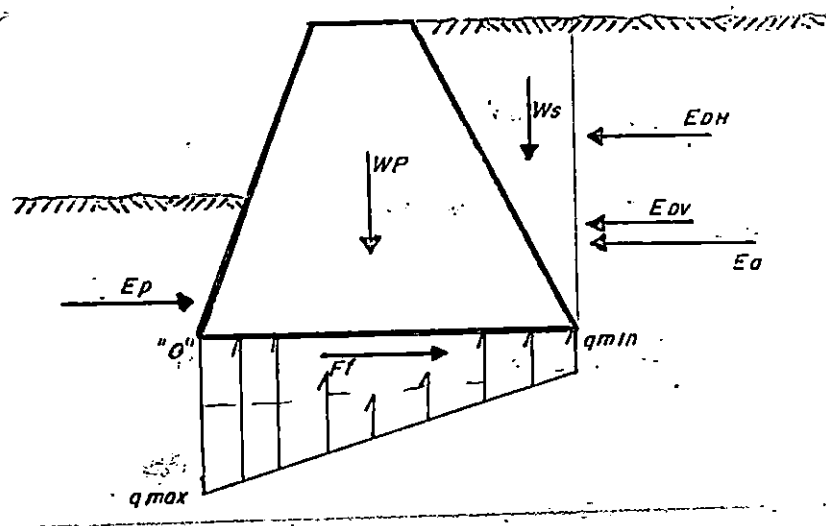


Fig. II-13. Fuerzas sobre un muro de mampostería de piedra.

Su cálculo es el siguiente:

- 1- Obtener los parámetros (γ_s , C , ϕ) tanto para la base como para el relleno en el respaldo interno.
- 2- Seleccionar las dimensiones tentativas (predimensionamiento) que tendría el muro para conseguir los requisitos estructurales y de estabilidad, aplicando el siguiente criterio: un espesor de 30 cm a 60 cm en la parte superior o coronamiento, y el 40% a 60% de la altura como ancho de la base. La inclinación de los paramentos dependerá de las dimensiones finales de la altura del muro, ancho de la corona

y ancho de la base. Algunas inclinaciones sugeridas son por ejemplo : 1:1, 1:1.5, 1:2, preferiblemente o la que mejor se adopte a la solución que garantice la estabilidad y funcionamiento de la estructura.

- 3- Encontrar los empujes sobre los respaldos del muro (Teoría de Rankine), estos son : Empuje Pasivo (E_p), Empuje Activo (E_a) y Empuje Activo Dinámico (E_{ae}).

- 4- Calcular las fuerzas que actúan en el muro:

W_p : el peso propio del muro

W_s : el peso del suelo sobre el muro

$F_{zri} = Tg\delta * \Sigma W_i$: La fricción que se opone a E_a . Donde el valor de δ se toma como $2/3\phi$ (ref.1).

$F_R = F_{zri} + E_p$: La fuerza resistente Ec. (II-31)

$F_A = E_a + E_{DH} + E_{ah}$: La fuerza actuante sobre el muro.
Ec.(II-32)

- 5- Calcular el momento resistente y el momento actuante, con respecto al punto "O", así:

$$MR = \Sigma W_i * X_o + E_p (H_1/3) \quad \text{Ec. (II-33)}$$

Considerando el peso del muro, el suelo sobre el muro y el empuje pasivo.

El momento actuante será el debido al empuje activo estático(E_a) y al incremento del empuje activo dinámico (E_{ae}), siempre con respecto al punto "O", así:

$$MA = E_a (Y_1) + E_{DH}(Y_2) + E_{ah}(y_3) \quad \text{Ec. (II-34)}$$

- 6- Probar la seguridad contra el volteo respecto al pie del

muro, el factor de seguridad se calcula así:

$$F.S.volteo = MR/MA. \quad \text{Ec. II-}$$

Si $F.S.v \geq 1.5$ (no voltea el muro)

Si $F.S.v < 1.5$ (redimensionar el muro
aumentando sus dimensiones.)

Para determinar el factor de seguridad se utiliza la tabla II-5.

TABLA II-5

Factores de seguridad.

CASO	TIPO DE CARGA	F.S.
1	Solo Carga Permanente	3
2	Carga Permanente más carga viva eventual	2.0-2.5
3	Carga permanente, carga viva y efecto de sismo	1.2 - 1.5

7- Probar la seguridad contra el deslizamiento. Este factor de seguridad se calcula con las fuerzas actuante y fuerzas resistentes así:

$$F.S.d. = \frac{\Sigma FR}{FA}$$

Si $F.S.d \geq 1.5$ (el muro no desliza)

Si $F.S.d < 1.5$ (Es necesario un diente o cuña, o aumentar dimensiones de la zapata).

DISEÑO DEL DIENTE:

Por ser el factor de seguridad (F.S.d) menor que 1.5, se calculará la nueva altura de desplante, considerando F.S.d

= 1.5, garantizando que no incremente las fuerzas actuantes (FA) y por el contrario que aumenten las fuerzas resistentes (FR). (Fig. II-14).

Como $F.S.d = 1.5$
 $F.S.d = FR / FA = 1.5$
 Si $FR = 1.5 FA$ (A) y

De ecuación (31): $FR = E_p + F_f$

$$FR = \frac{1}{2} K_p \gamma_s h'f^2 + Tg\delta * \Sigma W_i \quad \text{Ec. (II-31a)}$$

Sustituyendo en (A) se tiene:

$$\frac{1}{2} K_p \gamma_s h'f^2 + tg\delta * \Sigma W_i = 1.5 FA$$

$$h'f = \sqrt{\frac{2(1.5FA - \Sigma W_i tg\delta)}{K_p \gamma_s}}$$

Luego: $h_{diente} = h'f - hf$, (mostrado en la Fig. II-14)

- Ancho de diente (a)

La fuerza de corte que actúa sobre el diente es E_p mostrado en la figura II-14.

Luego: $\Delta E_p = E_p'(h'f) - E_p(hf) \quad \text{Ec. (II-35)}$

$$E_p'(h'f) = \frac{1}{2} h'f^2 K_p \gamma_s$$

$$E_p(hf) = \frac{1}{2} hf^2 K_p \gamma_s$$

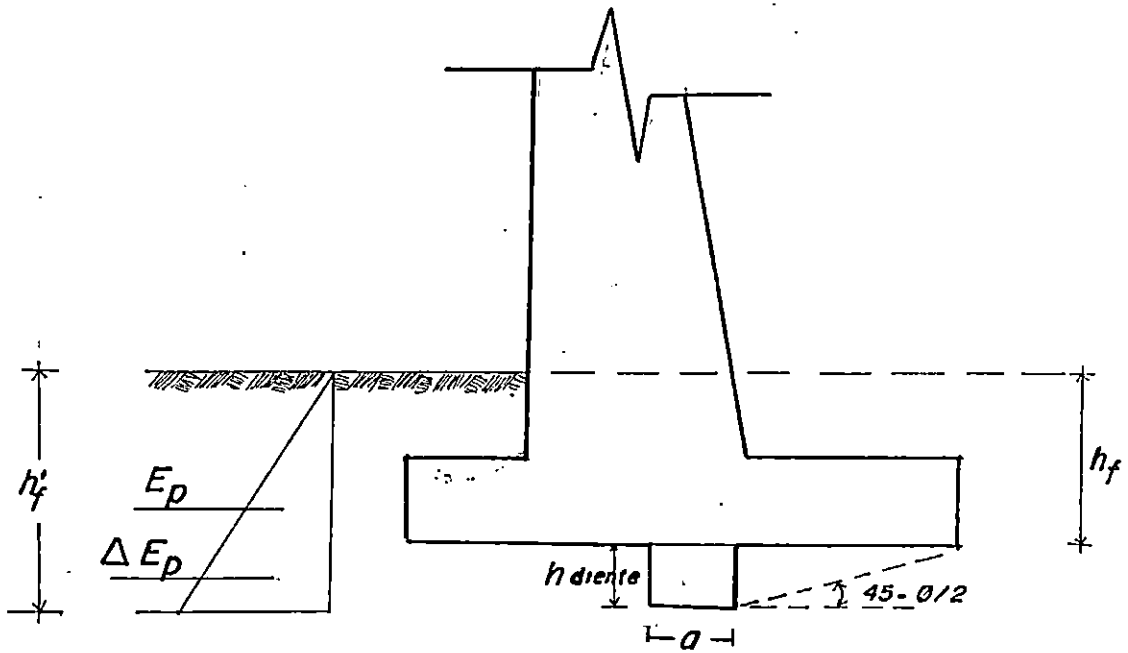


Fig. II-14. Diente de un muro.

Se determina el ancho del diente como sigue:

$$F_v = P/A \rightarrow F_v = \Delta E_p / (a \times 1.0)$$

F_v = esfuerzo al corte admisible $\approx 5 \text{ kg/cm}^2$.

$$a = \Delta E_p / (F_v \times 1.0), \quad a = \text{ancho m\u00ednimo.}$$

El criterio para establecer la posici\u00f3n del diente es como sigue:

La distancia m\u00ednima se determina as\u00ed:

-Formar una cu\u00f1a en el diente con un \u00e1ngulo de inclinaci\u00f3n igual a $45^\circ - \phi/2$ (Fig. II-14).

-Formar una cu\u00f1a en el diente con una relaci\u00f3n de 1 a 1.5.

Utilizar la distancia mayor.

Es de hacer notar que la adición de una cuña puede traer como consecuencia, falla al volteo, por lo que esta debe ser considerada en caso extremos, por ejemplo: Cuando no se puede desarrollar una base por existir restricción para la base. Es más recomendable aumentar la base y si el muro tiene talón y puntera aumentar la dimensión del talón y disminuir la puntera.

- 8- Encontrar la presión en los extremos de la base del muro (q_{max} y q_{min}) y comparar con la capacidad soportante del suelo sobre el cual descansa el muro. La presión al pie debe ser menor que la presión soportante del suelo que se encuentra debajo de la base.

La presión en la base del muro se determina así

(q_{max} , q_{min}):

$$q_{max/min} = (F_v/B)(1 \pm 6e/B); F_v = \Sigma w_i \quad \text{Ec. (II-36)}$$

Donde: ΣF_v : Es la sumatoria de fuerzas verticales.

B : Es el ancho de la base del muro

e : Es la excentricidad

El valor de la excentricidad se determina, analizando para la condición gravitacional más el Empuje activo y para la condición accidental.

Para ello se procede así:

Determinar el momento $M_{o'}$, de la Fig. II-15.

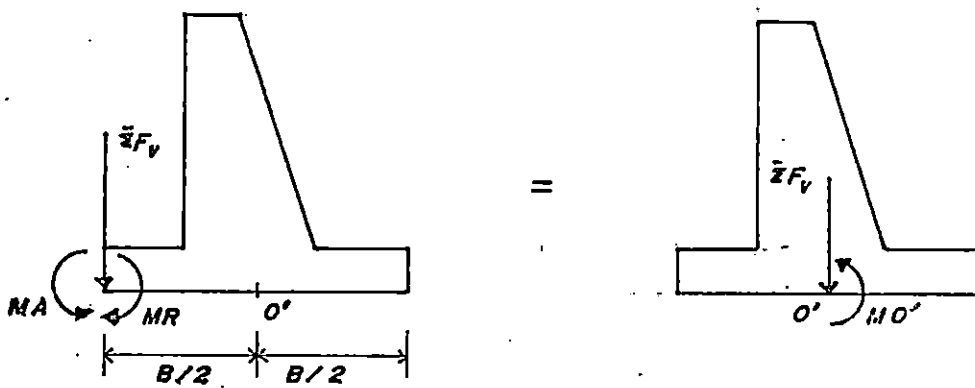


Fig. II-15. Sistema equivalente de fuerzas.

$$M_{o'} = MR - MA - \Sigma F_v \times B/2 \quad \text{Ec. (II-37)}$$

$$y e = M_{o'} / \Sigma F_v \quad \text{Ec. (II-38)}$$

Dividiendo la base del muro en tres secciones iguales, identificadas como el tercio medio y los tercios exteriores, entonces si $e < B/6$, la sumatoria de fuerzas verticales $(\Sigma F_v)^*$ cae dentro del tercio medio de la base, por lo que la distribución de presiones será como se muestra en la Fig.

* La estabilidad se logra cuando la sumatoria de fuerzas verticales (ΣF_v) cae dentro del tercio medio de la base.

II-16a, y se calcula con la Ec. (II-36).

Si $e > B/6$, la sumatoria de fuerzas verticales cae fuera del tercio medio y para este caso solo una parte del terreno esta sometida a esfuerzos de compresión como en la Fig. II-16b, y la presión máxima ($q_{m\acute{a}x.}$) se calculará con la siguiente ecuación:

$$q_{m\acute{a}x.} = \frac{2\sum F_v}{3x} \quad \text{Ec. (II-39)}$$

$$\text{Donde } x = \frac{MR - MA}{\sum F_v}$$

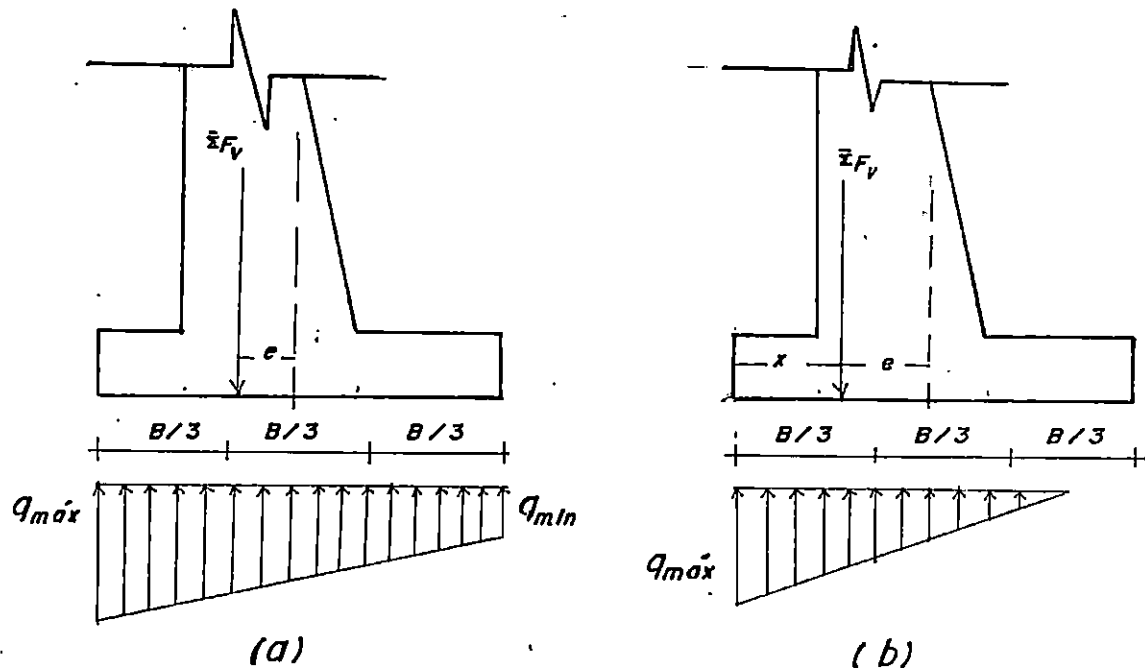


Fig. II-16. Excentricidad en un muro.

Para este caso en la que la sumatoria de fuerzas verticales cae fuera del tercio medio y se requiere que las presiones en la base del muro sean uniformes, se deberá colocar tensores al

muro (Fig. II-17), a fin de contrarrestar el desbalance de presiones.

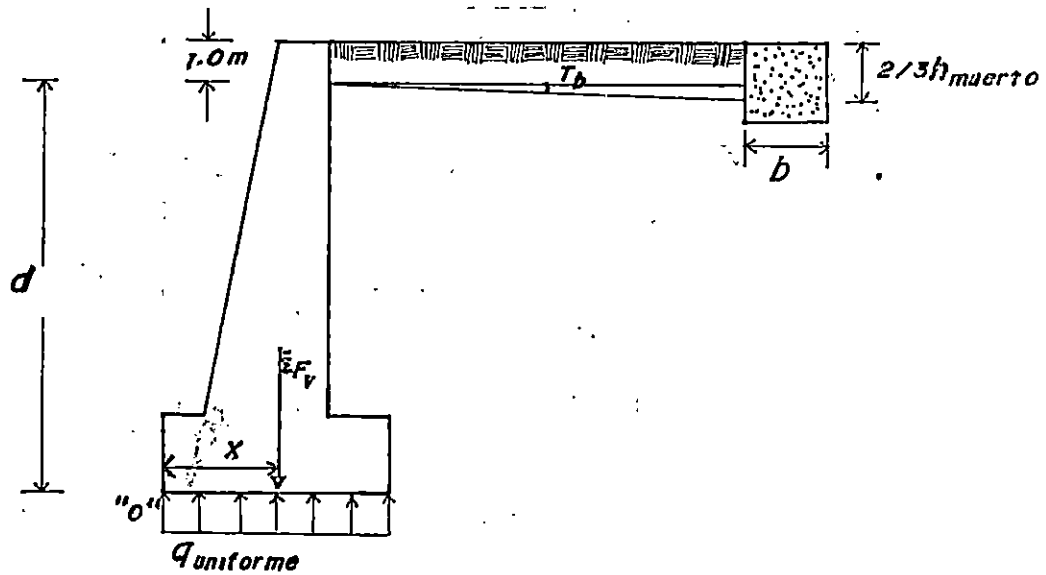


Fig. II-17. Muro diseñado con muerto.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Determinar la fuerza en el tensor (T_b)

Para obtener un diagrama de presiones uniforme la excentricidad es igual a cero, y el valor de "x" igual a $B/2$.

Y el momento con respecto al punto "o" es el siguiente:

$$\Sigma M_o = 0$$

$$\Sigma F_v * x + MA - MR - T_b \cdot d = 0$$

$$T_b = \frac{\Sigma F_v * x + MA - MR}{d} \quad \text{Ec. (II-40)}$$

La tensión del diseño es:

$$T_d = F.S. * \text{separación entre cada muerto} * T_b.$$

b) Diseñar el muerto.

Para asegurar una distribución de presiones triangulares sobre el frente del muerto, debido a los estados plástico activo, pasivo y de reposo, se supondrá que el muerto tiene su superficie superior al nivel del terreno. Basado en las condiciones anteriores y para evitar que el muerto esté sometido a momentos, el tensor empotrado estará ubicado en un punto a partir de $2/3$ de la superficie del terreno.

En la Fig. II-18 se muestran las fuerzas que intervienen en el muerto en función de la altura (h).

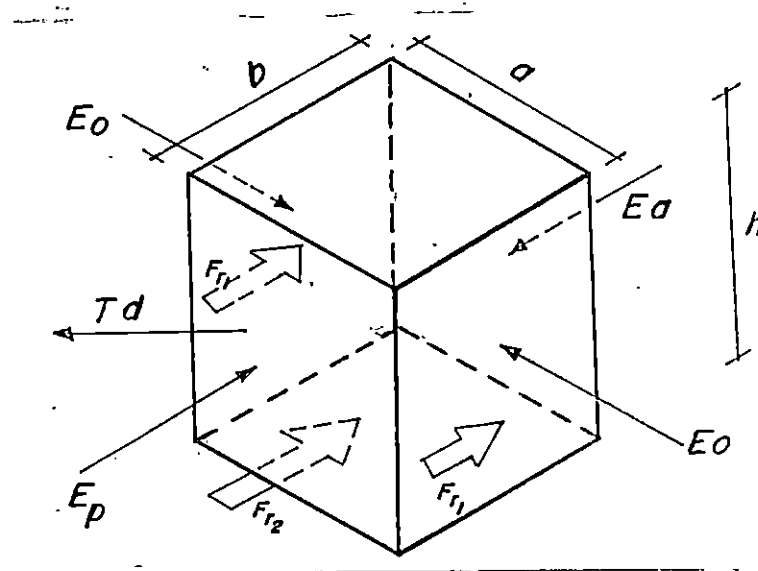


Fig. II-18. Fuerzas actuantes en un muerto.

Td : es la tensión de diseño

$$Ea = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_a \cdot a \quad \text{Ec. (II-41)}$$

$$Ep = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_p \cdot a \quad \text{Ec. (II-42)}$$

$$Eo = \frac{1}{2} \gamma_s h^2 K_o \cdot b \quad \text{Ec. (II-43)}$$

Fr₁ = Eo * tanδ, es la fricción lateral

Fr₂ = W tanδ = γ_w x a x b x h x tanδ, es la fricción

donde a y b, valores ya definidos, b > a, 1.0 < a < 1.5

$$Eo = \frac{K_o \gamma_c h^2}{2} * b \quad \text{Ec. (II-44)}$$

Los valores de Ko se han encontrado experimentalmente para diferentes tipos de suelos, los cuales se muestran en la siguiente Tabla II-5.

Tabla II-5
Valores de Ko según tipo de suelo

SUELO	Ko EFECT. DRENADO	Ko T. DE DRENAJE
Arcillas blandas	0.6	1.0
Arcillas duras	0.5	0.8
Arena suelta, grava	0.6	—
Arena compacta, grava	0.4	—

Adaptada de Sowers, Ref. 3

Para el equilibrio del muerto:

$$+\sum F_H = 0$$

$$- T_d + E_p - E_a + 2Fr_1 + Fr_2 = 0 \quad \text{Ec. (II-45)}$$

Sustituyendo en la ecuación anterior se encuentra el valor de la altura del muerto (h), tomando el mayor valor.

c) Diseño del tensor.

En el diseño del tensor debe considerarse que toda la fuerza la tomará en su totalidad el acero de refuerzo, ya se sabe que el concreto tiene muy baja resistencia a la tensión.

La tensión de diseño es:

$$T_{dT} = T_d * \text{Separación entre tensores}$$

El área de acero necesaria es:

$$T_{dT} = A_s * F_s$$

$$A_s = T_{dT} / F_s; \text{ donde } F_s = f_y / F_S$$

$$F_S \text{ recomendable} = 2$$

d) Revisión de Adherencia:

Según el A.C.I. 89 Art.12.2.2 la longitud básica de desarrollo será:

$$L_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'c} \text{ y no menor que } 30 \text{ cm.}$$

La Fig. II-19 muestra la sección transversal del tensor.

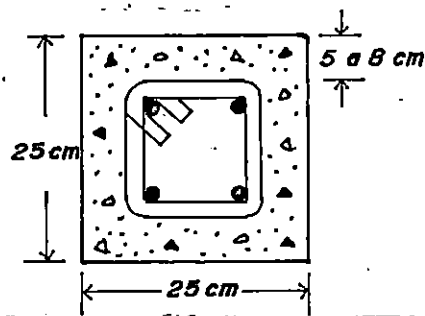


Fig. II-19. Diseño de un tensor.

Al aplicar tensión, la presión máxima ($q_{max.}$), se calculará con la siguiente ecuación:

$$q_{max} = Fv/B. \quad \text{Ec. (II-46)}$$

- Se comparará la presión en la base del muro (q_{max}) con la capacidad de carga admisible del suelo (q_{ad}) de acuerdo con el criterio de Terzaghi, para cimientos continuos y considerando falla local, así:

$$q_{ad}' = 2/3 C. Nc' + \gamma_s H_1 Nq' + \frac{1}{2} \gamma_s B. N\gamma'$$

$$q_{ad} = q_{ad}'/3$$

Si $q_{max} \leq q_{ad}$ *(El suelo es estable)*

Si $q_{max} > q_{ad}$ *El suelo no es estable y es necesario mejorar las condiciones del mismo (aplicando una mezcla de suelo - cemento, compactando, etc.).*

Para el caso de un muro de concreto reforzado, según la teoría de Rankine, las fuerzas aplicadas son las siguientes (Fig. II-20).

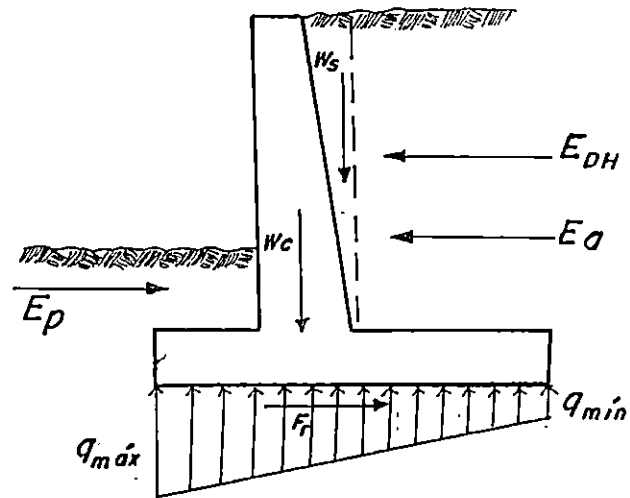


Fig. II-20. Fuerzas que actúan en un muro de concreto reforzado.

Los pasos a seguir para el cálculo se detallan a continuación:

- 1- Obtener los parámetros del suelo (γ_s , C , ϕ), para el relleno y para la base.
- 2- Seleccionar las dimensiones tentativas que tendría el muro para conseguir los requisitos estructurales y de estabilidad; las dimensiones tentativas sugeridas en la Fig. II-21 pueden ser usadas para una primera revisión.

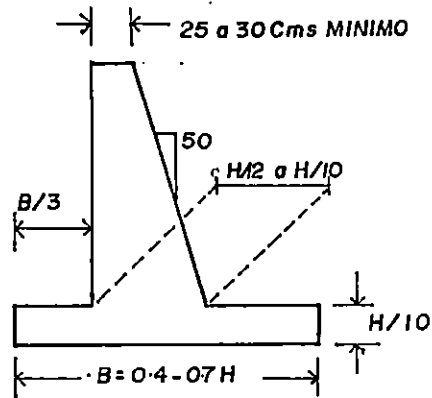


Fig. II-21. Dimensiones tentativas del muro.

- 3- Encontrar los empujes actuantes sobre el muro (Teoría de Rankine):
Empuje pasivo (E_p), Empuje activo (E_a) y Empuje activo dinámico (E_{ae}).
- 4- Calcular las fuerzas que actúan sobre el muro. (Ver cálculo de fuerzas para mampostería de piedra).
- 5- Calcular los momentos aplicados sobre el muro.
(Ver cálculo de momentos para mampostería de piedra).
- 6- Probar la seguridad contra el volteo.
- 7- Probar la seguridad contra el deslizamiento.
- 8- Encontrar la presión abajo del pie y compararla con la capacidad soportante del suelo (según Terzaghi) sobre el que descansa el muro.
- 9- Encontrar el cortante y el momento aplicado en el pie del

muro.

10- Encontrar el cortante y momento aplicado en el talón del muro.

11- Encontrar el área de acero de refuerzo en el pie y en el talón del muro. Fig. II-22.

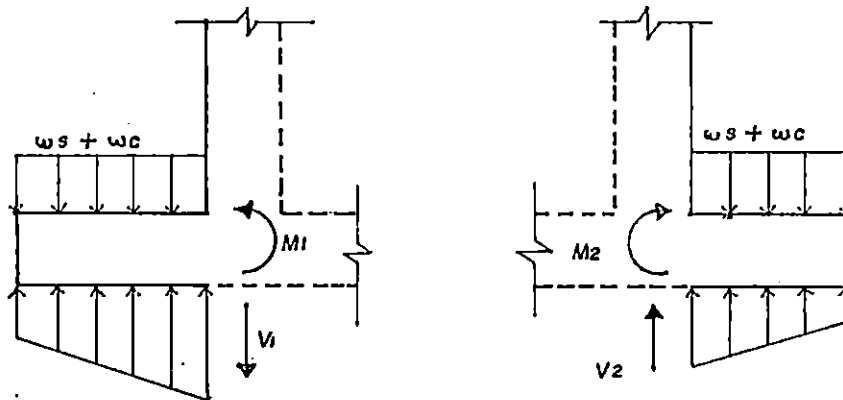


Fig. II-22. Diagramas de esfuerzos sobre la base del muro.

12- Encontrar el momento aplicado en diferentes alturas de la viga en voladizo del muro y sus respectivas áreas de acero de refuerzo.

13- Encontrar áreas de refuerzo restantes: a) Acero de temperatura de la viga en voladizo, b) Acero de temperatura en el pie y en el talón del muro. c) Acero transversal en el pie y el talón del muro.

MURO MAMPOSTERIA REFORZADA.

Las fuerzas aplicadas a un muro de mampostería reforzada según la teoría de Rankine, son iguales a las aplicadas a un muro de concreto reforzado.

Los pasos a seguir para el cálculo son también igual a los de muros de concreto reforzado, excepto cuando se calcula el área de acero en la viga de voladizo, ya que los refuerzos de los materiales varían, y por tanto también las cantidades de acero.

MUROS CON CONTRAFUERTE

Los muros con contrafuerte se utilizan cuando la altura del muro es de 7.5 mts. en adelante (Ref. 6), ya que, en el muro con su zapata en forma de "T", los momentos que se desarrollan en la sección de unión entre pantalla y zapata son muy grandes, debido a que los empujes activos a mayor profundidad son mayores.

En los muros con contrafuerte el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores, como se muestra en la figura II-23. Estos contrafuertes están sujetos a tensiones y por lo tanto requerirán acero a lo largo de AB, que debe anclarse tanto a la pantalla como a la zapata de cimentación.

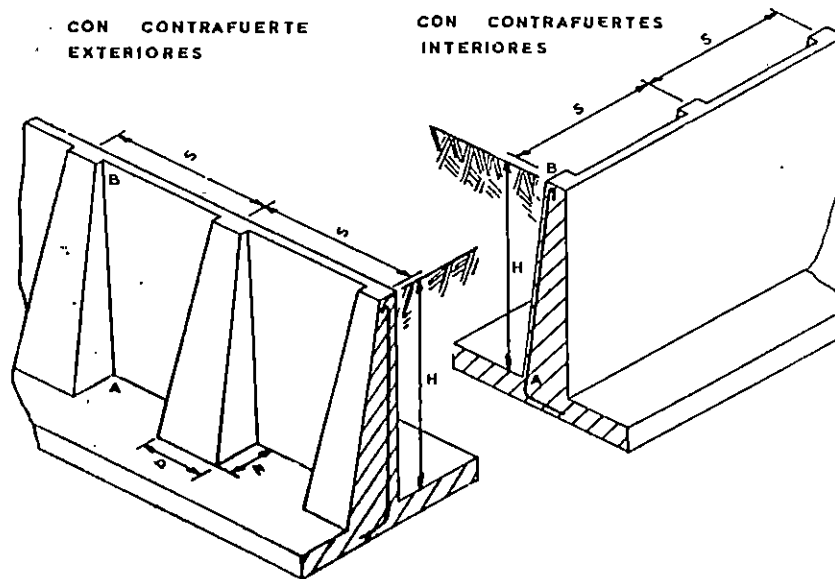


Fig. II-23. Muros de concreto con contrafuertes.

El cálculo de estos muros es similar a la de los muros de concreto en ménsula; el procedimiento a seguir para dimensionar y analizar un muro con contrafuerte es el siguiente:

- 1- Igual que en los muros anteriores, obtener los parámetros del suelo (γ_s , C , ϕ), para el relleno y para la base.
- 2- Seleccionar las dimensiones de la siguiente manera:
 - * La separación entre contrafuertes se obtiene de la ecuación empírica: $S = 0.75 + 0.30H$, siendo S la separación entre ejes, en metros y H la altura del contrafuerte en metros. También se puede utilizar una separación máxima de 3 mts. *

* Ya que con $h = 7.5$ m, $S = 0.75 + 0.3(7.5) = 3$ m.

- * La longitud de la zapata puede quedar, aproximadamente igual a la mitad de la altura del muro, con un 30% de dicha longitud formando el pie de la zapata y el resto para el talón. El espesor de dicha zapata toma valores aproximados a $H/10$. (Fig. II-24).

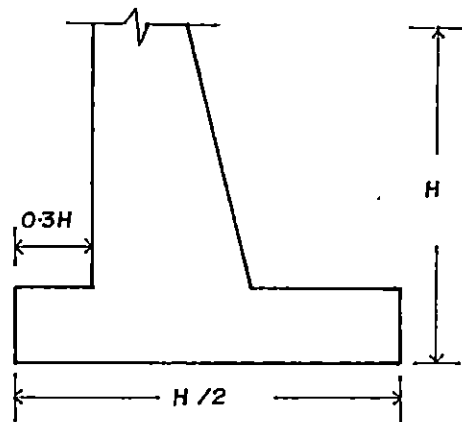


Fig. II-24. Dimensiones de base de la zapata de muro.

- * El cálculo de los contrafuertes se lleva a cabo de la manera siguiente: sobre cada contrafuerte actúan empujes correspondientes a un tramo rectangular de $H \cdot S$ (Ver Fig. II-25), ya no se tomará para 1 mt. lineal de muro, sino que para la separación S , por lo tanto estos empujes quedarán definidos así:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 k_a * S \quad \text{Ec. (II-47)}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_s H_1^2 k_p * S \quad \text{Ec. (II-48)}$$

Y con ello se revisarán los requisitos básicos para el diseño por resistencia que pueden expresarse de la siguiente manera:

Resistencia requerida \leq Resistencia de diseño

$$M_u \leq M_n$$

$$V_u \leq V_n$$

De lo anterior, se verifica si los peraltes son correctos.

- * Y para el cálculo de la pantalla puede seguirse un procedimiento aproximado, tomando la pantalla como una losa empotrada por tres de sus lados (el lado inferior horizontal en la zapata de cimentación, y los lados verticales en los contrafuertes). (Fig. II-25)

Los momentos positivos en la parte central de la pantalla y los momentos negativos en los contrafuertes para la parte inferior del muro, son iguales a:

$$M = W.S^2/12 \quad \text{Ec. (II-49)}$$

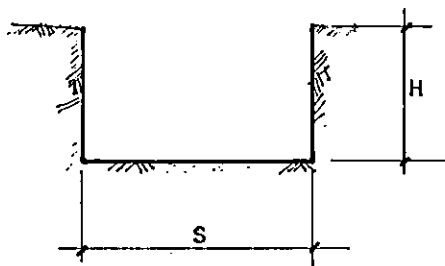


Fig. II-25. Pantalla empotrada en los contra fuertes.

Siendo : $M =$ El momento flector máximo

$W =$ Los empujes sobre la pantalla

$S =$ La distancia de separación entre
contrafuerte.

Para la parte superior de la pantalla el valor del momento
es: $M = W.S^2/10$

La reducción de $WS^2/10$ a $WS^2/12$ para el fondo se debe a que
en ese extremo hay un soporte adicional de la zapata que
contribuye a disminuir el momento.

3- Teniendo las dimensiones finales del muro, se calculan
los pesos de todas las secciones y los momentos, para
luego probar la seguridad contra el volteo, contra el
deslizamiento y la capacidad soportante del suelo. Al no
cumplir una de las anteriores se modifican las
dimensiones y se hacen nuevas pruebas.

$$y = a^x$$

$$y' = a^x \log a$$

$$y' = 2^{-x} \log 2$$

A continuación se muestran los ejemplos de los tres tipos de muros de retención, más comúnmente usados en El Salvador.

① → Ejemplo numérico N^o 1 de muro de gravedad hecho de mampostería de piedra, en la zona sísmica I de El Salvador.

1.- Se definen los parámetros del relleno y de la cimentación, en este caso serán iguales.

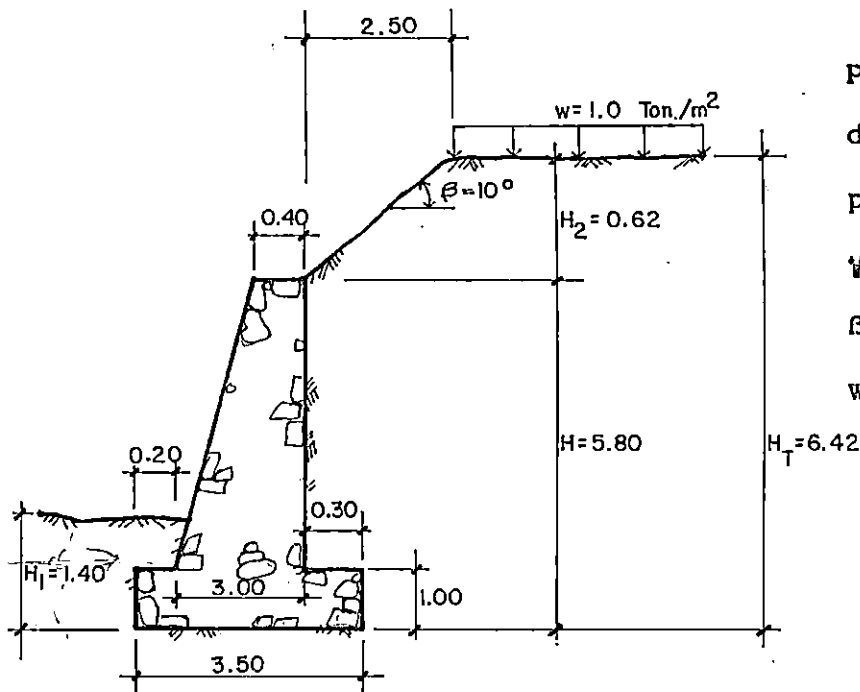
$$\text{Peso volumétrico del suelo } (\gamma_s) = 1.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$\text{Angulo de fricción interna } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Cohesión del suelo } (c) = 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Angulo de rozamiento suelo-muro } (\delta) &= (2/3)\phi \\ &= (2/3)(35^\circ) = 23.33^\circ \end{aligned}$$

2.- Después de hacer varios tanteos, se han fijado las dimensiones siguientes. El relleno tiene una inclinación de $\beta = 10^\circ$ y soporta una sobrecarga de 1 Ton/m^2 ; luego se procede a realizar las revisiones correspondientes.



Peso volumétrico
de Mampostería de
piedra

$$\gamma_p = 2.3 \text{ Ton/m}^3$$

$$\beta = 10^\circ$$

$$w = 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

3.- Cálculo de empujes laterales, para un metro de longitud de muro.

Determinando k_p y k_a .

$$K_p = \cos\beta * \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\psi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\psi}}$$

$$K_p = \cos 10^\circ * \frac{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}$$

$$K_p = 0.98 * \frac{0.98 + \sqrt{0.97 - 0.67}}{0.98 - \sqrt{0.97 - 0.67}}$$

$$K_p = 0.98 * \frac{0.98 + \sqrt{0.3}}{0.98 - \sqrt{0.3}}$$

$$K_p = 3.44$$

$$K_a = \cos 10^\circ * \frac{\cos 10^\circ - \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}{\cos 10^\circ + \sqrt{\cos^2 10^\circ - \cos^2 35^\circ}}$$

$$K_a = 0.98 * \frac{0.98 - \sqrt{0.3}}{0.98 + \sqrt{0.3}}$$

$$K_a = 0.28$$

Luego: $E_p = \frac{1}{2} \gamma H_1^2 K_p + 2CH_1 (\sqrt{K_p})$

$$= \frac{1}{2} (1.6) (1.4)^2 (3.44) + 2(1)(1.4)\sqrt{(3.44)}$$

$$= 5.39 + 5.19$$

$E_p = 10.58$ Ton, actuando a $(1.4)/3 = 0.47$ mt de la base.

Para calcular E_a , primero tenemos que encontrar la altura por sobrecarga.

$$H_T = H(\text{altura de muro}) + H_2(\text{altura por sobrecarga})$$

$$H_2 = \frac{w}{\gamma_s} = \frac{1.0 \text{ Ton/m}^2}{1.6 \text{ Ton/m}^3} = 0.62 \text{ mt}$$

$$H_T = 5.8 + 0.62 = 6.42 \text{ mt.}$$

Entonces:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H_T^2 K_a - 2CH_T \sqrt{K_a}$$

$$= \frac{1}{2} (1.6) (6.42)^2 (0.28) - 2(1)(6.42)(\sqrt{0.28})$$

$$= 9.23 - 6.79$$

$E_a = 2.44$ Ton, actuando a $(6.42)/3 = 2.14$ de la base.

Los epujes laterales, debido a las cargas sísmicas serán:

El empuje dinámico horizontal:

$$E_{DH} = (3/8)\gamma_s H^2 (A_{h_{max}})$$

$A_{h_{max}}$ para zona I = 0.20, tomando de tabla II-4, pág. 202

$$E_{DH} = (3/8)(1.6)(5.8)^2(0.20)$$

$E_{DH} = 4.04$ Ton, actuando a $5.8(0.6) = 3.48$ mt de la base.

El empuje dinámico vertical: $E_{DV} = \frac{1}{2}\gamma_s H^2 (A_{V_{max}})$

$A_{V_{max}}$ para zona I = 0.10, tomado de tabla II-4, pág. 202

$$E_{DV} = \frac{1}{2}(1.6)(5.8)^2(0.10)$$

$$E_{DV} = 2.69 \text{ Ton}$$

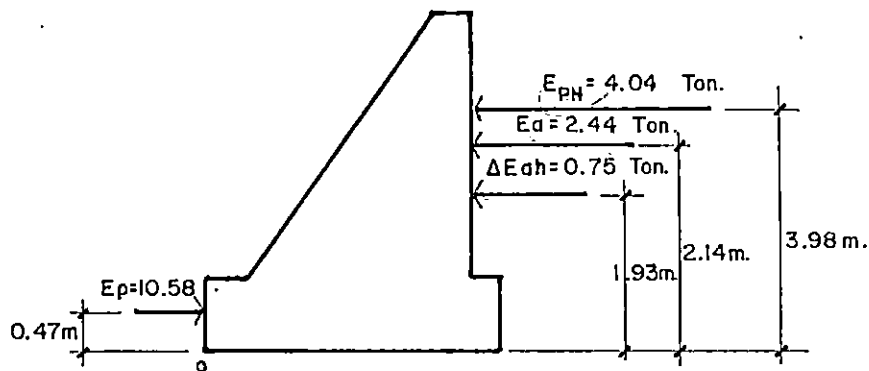
Convirtiendo a esfuerzo lateral

$$E_{ah} = E_{DV} \cdot K_a$$

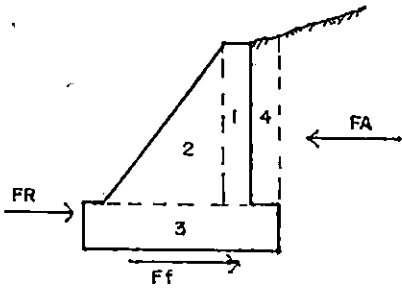
$$= 2.69 * 0.28$$

$E_{ah} = 0.75$ Ton, actuando a $(5.8)/3 = 1.93$ mt.

Los empujes queda aplicados en el muro, como sigue:



4.- Cálculo de fuerzas, para un metro de longitud de muro
 ($V=A.l$, con $l = 1$ mt. entonces $V = Ax.l$; y $w = \gamma.V$ será
 $w=\gamma.A$).



$$w_1 = \gamma_D * V_1 = 2.3(0.4 * 4.8) = 4.2 \text{ Ton}$$

$$w_2 = \gamma_D * V_2 = \frac{(2.6 * 4.8)}{2} = 14.35 \text{ Ton}$$

$$w_3 = \gamma_D * V_3 = 2.3(3.5 * 1) = 8.05 \text{ Ton}$$

$$w_4 = \gamma_S * V_4 = 1.6(4.8 * 0.3) = 2.3 \text{ Ton}$$

$$\Sigma F_v = 29.12 \text{ Ton}$$

$$F_{\text{fricción}} = \Sigma F_v * \tan \delta$$

$$= 29.12 * \tan(23.33^\circ)$$

$$F_f = 12.56 \text{ Ton}$$

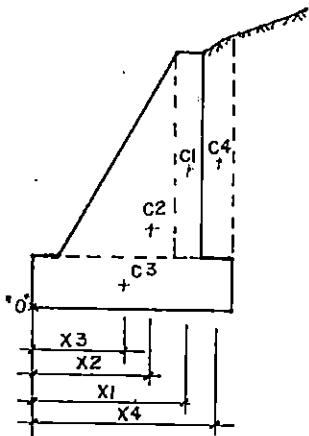
$$FR = E_p + E_f = 10.58 + 12.56$$

$$FR = 23.14 \text{ Ton}$$

$$FA = E_a + E_{DH} + \Delta E_{aH}$$

$$FA = 2.44 + 4.04 + 0.75 \implies FA = 7.23 \text{ Ton}$$

5.- Momentos con respecto a "O"



Con respecto a "O":

$$X_1 = 3.5 - 0.3 - 0.2 = 3.0 \text{ mt}$$

$$X_2 = 3.5 - 0.3 - 0.4 - 1/3(2.6) \\ = 1.93 \text{ mt.}$$

$$X_3 = (3.5)/2 = 1.75 \text{ mt}$$

$$X_4 = 3.5 - 0.3/2 = 3.35$$

$$MR = w_1 X_1 + w_2 X_2 + w_3 X_3 + w_4 X_4 + E_p(H_1/3)$$

$$MR = 4.42(3.0) + 14.35(1.93) + 8.05(1.75) + 2.3(3.35) + 10.58(0.47)$$

$$MR = 13.26 + 27.69 + 14.09 + 7.7 + 4.97$$

$$MR = 67.71 \text{ Ton-m}$$

$$MA = E_a(H_T/3) + E_{DH}(0.6 H) + E_{ah}(H/3)$$

$$= 2.44(6.42/3) + 4.04(0.6(5.8)) + 0.75(5.8/3)$$

$$= 2.44(2.14) + 4.04(3.48) + 0.75(1.93)$$

$$= 5.22 + 14.06 + 1.45$$

$$MA = 20.73 \text{ Ton-m}$$

6.- Seguridad al volteo: Tomando F.S. = 1.2 de la tabla II-5

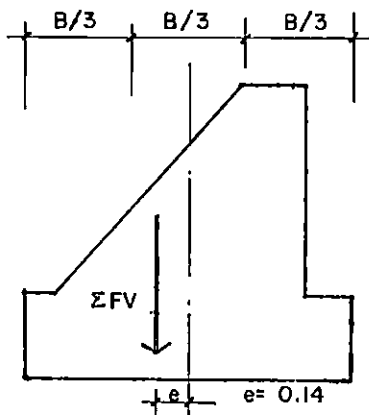
$$F.S.v = \frac{MR}{MA} = \frac{67.71 \text{ Ton-m}}{20.73 \text{ Ton-m}} = 3.27;$$

3.27 > 1.2 (entonces el muro no voltea y se mantiene estable)

7. Seguridad al deslizamiento.

$$F.S.d. = \frac{FR}{FA} = \frac{23.14 \text{ Ton}}{7.23 \text{ Ton}} = 3.2; 3.2 > 1.2 ==> (\text{muro no desliza})$$

8. Seguridad de base contra una falla en la capacidad soportante del suelo.



$$Mo' = MR - MA - \Sigma F_v \times B/2$$

$$= 67.71 - 20.73 - 29.12 \times 3.5/2$$

$$= 67.71 - 20.73 - 50.96$$

$$Mo' = -3.98 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Luego: } e = - \frac{M_o'}{\Sigma F_v} = \frac{- 3.93}{29.12} = - 0.14 \text{ mt}$$

La excentricidad, según el signo (-) se encuentra al lado izquierdo.

Comparando la excentricidad con B/6

$$B/6 = \frac{3.5 \text{ mt}}{6} = 0.58 \text{ mt}$$

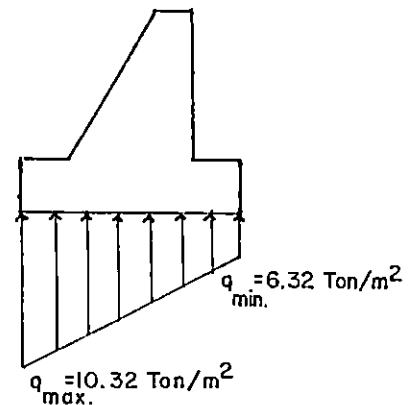
$0.14 < 0.58 \Rightarrow e < B/6$, nos dice que la resultante de las fuerzas verticales cae en el tercio medio de la base, y en este caso cae aproximadamente en la mitad de la base, o sea a 14 cms. a la izquierda del eje central de la base, y los valores máximos y mínimos de los esfuerzos son los siguientes para 1 mt de muro.

$$q_{\max/\min} = V/B(1 \pm 6e/B); \quad V = \Sigma F_v$$

$$q_{\max} = \frac{29.12 \text{ Ton}}{3.5 \text{ mt}} \left(1 + \frac{6(0.14 \text{ mt})}{3.5 \text{ mt}} \right)$$

$$q_{\max} = 10.32 \text{ Ton/mt}^2$$

$$q_{\min} = 6.32 \text{ Ton/mt}^2$$



La capacidad de carga del suelo para $\phi = 35^\circ$, $C = 1.0$ Ton/m² y $B = 3.5$ mts con profundidad de desplante en los muros $(H_x = H_1) = 1.4$ mts.

$$q'd = \frac{2}{3} C \cdot N_c' + \gamma_s \cdot H_x \cdot N_q' + \frac{1}{2} \gamma_s \cdot B \cdot N_\gamma'$$

Del gráfico de la Fig. II-13 Cap. I

$$N_c' = 24, \quad N_q' = 13 \quad \text{y} \quad N_\gamma' = 5$$

$$q_d' = 2/3 * 1.0 * 24 + 1.6 * 1.4 * 13 + \frac{1}{2} * 1.6 * 3.5 * 5$$

$$= 16 + 29.12 + 14$$

$$q_d' = 59.12 \text{ Ton/mt}^2$$

$$q_{adm} = q_d' / 3 = 59.12 / 3 = 19.71 \text{ Ton/mt}^2$$

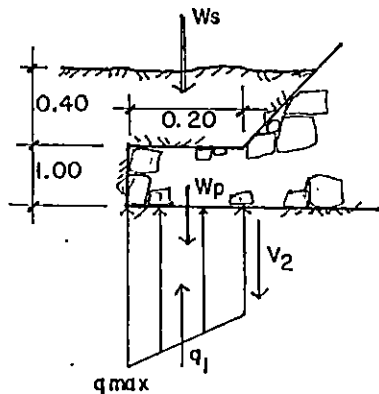
$$q_{max} < q_{adm} \implies 10.32 \text{ Ton/mt}^2 < 19.71 \text{ Ton/mt}^2$$

Entonces, el suelo tiene capacidad para soportar los esfuerzos que producen el muro y el relleno.

En el ejemplo anterior, el muro de mampostería de piedra se compone de dos secciones, por lo tanto hay que revisar el esfuerzo cortante y el esfuerzo por flexión. Se revisará en las siguientes zonas críticas (Ref. 11) a-a, b-b y b-a

Esfuerzo cortante.

Secciones críticas



$$V_2 + w_s + w_p - q_1 = 0$$

$$V_2 + 1.6(0.2 * 0.4) + 2.3(1.0 * 0.2)$$

$$- [(10.32 + 10.08) / 2] * 0.2 = 0$$

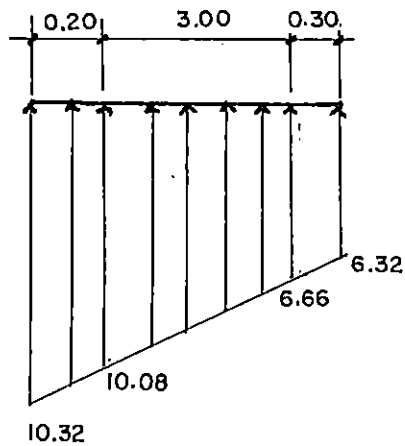
$$V_2 + 0.13 + 0.46 - 2.04 = 0$$

$$V_2 = 1.45 \text{ Ton}$$

$$\sigma_{b-b} = V_2 / A_{b-b}$$

$$= (1.45 \text{ Ton}) / (1.0 * 1.0 \text{ m}^2)$$

Sección b-b



$$\sigma_{b-b} = 1.45 \text{ Ton/mt}^2 = 0.15 \text{ Kg/cm}^2$$

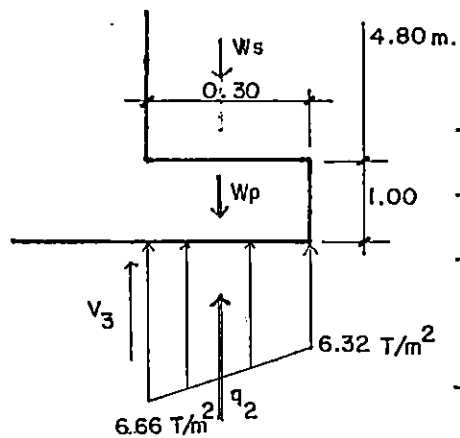
σ_{adm} al corte de la mampostería de
piedra = 5 Kg/cm²

$$\sigma_{b-b} < \sigma_{adm} \text{ (Ref. 11)}$$

$$0.15 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección b-b resiste los esfuerzos
cortantes.

*Diagrama de esfuerzos
sobre la base del muro*



$$- V_3 + W_s + W_p - q_2 = 0$$

$$- V_3 + \gamma_s V_s + \gamma_p V_p - q_2 = 0$$

$$- V_3 + 1.6(4.8 \times 0.3) + 2(1 \times 0.3) -$$

$$[(6.66 + 6.32)/2] \times 0.3 = 0$$

$$- V_3 + 2.3 + 0.69 - 1.95 = 0$$

$$V_3 = 1.04 \text{ Ton}$$

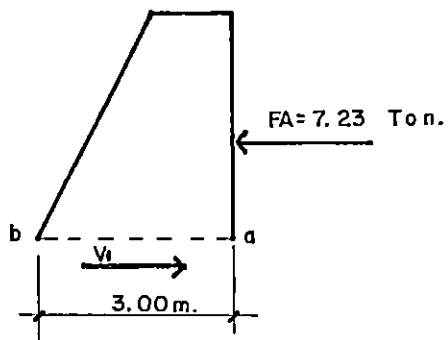
Sección a-a

$$\sigma_{a-a} = \frac{V_3}{A_{a-a}} = \frac{1.04}{1.0 \times 1.0} = 1.04 \text{ Ton/mt}^2$$

$$\sigma_{a-a} = 0.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a-a} < \sigma_{adm} \Rightarrow 0.10 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección a-a resiste los esfuerzos cortantes.



$$\sigma_{a-b} = \frac{V_1}{A_{b-a}} = \frac{7.23}{3 \times 1} = 2.41 \text{ Ton/mt}^2$$

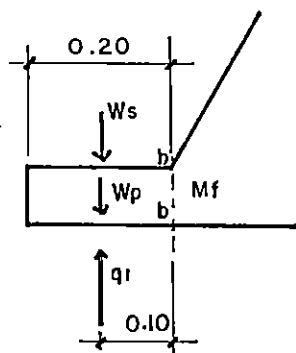
$$\sigma_{a-b} \text{ 2.41 Ton/mt}^2 = 0.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{a-b} < \sigma_{adm} \Rightarrow 0.24 \text{ Kg/cm}^2 < 5 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección a-b.

Todas las secciones críticas donde actúa el cortante no sobrepasan el esfuerzo admisible al corte de la mampostería.
8 de piedra.

Revisión por Flexión.



$$M_x + w_s(0.1) + w_p(0.1) - q_1(0.1) = 0$$

$$M_x + 0.13(0.1) + 0.46(0.1) - 2.04(0.1) = 0$$

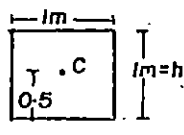
$$M_x = 0.15 \text{ Ton-m}$$

$$f_{b-b} = \frac{M_x \cdot C}{I} = \frac{0.15 \times (1.0/2)}{(1/12) \times 1 \times 1^3} = 0.9 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{b-b} = 0.09 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección b-b

Sección transversal.

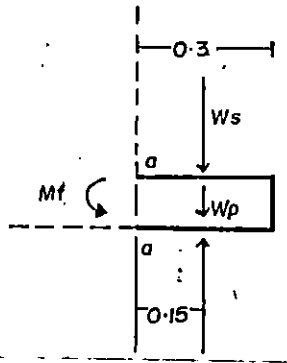


$$\text{De Ref. 11 } f_{adm} = (1/10) \times f'_{cm}$$

$$\text{donde } f'_{cm} = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{adm} = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{b-b} < f_{adm} \Rightarrow 0.09 \text{ Kg/cm}^2 < 6 \text{ Kg/cm}^2$$



Sección a-a.

$$M_x - w_s(0.15) - w_p(0.15) + q_2(0.15) = 0$$

$$M_x = 0.15(w_s + w_p - q_2)$$

$$M_x = 0.15(2.3 + 0.69 - 1.95)$$

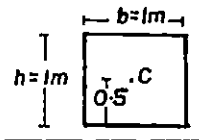
$$M_x = 0.16 \text{ Ton/mt}^2$$

$$f_{a-a} = \frac{M_x \cdot C}{I} = \frac{0.16 \times 0.5}{(1/12) \times 1 \times 1^3} = 0.96 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_{a-a} = 0.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{a-a} < f_{adm} \Rightarrow 0.10 \text{ Kg/cm}^2 < 6 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección Transversal



$$-M_x + E \cdot H/3 = 0$$

$$M_x = E \cdot H/3$$

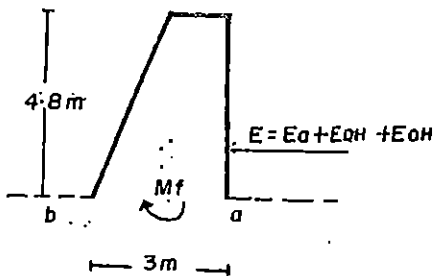
$$M_x = 7.23 \cdot 4.8/3$$

$$M_x = 11.57 \text{ Ton/mt}^2$$

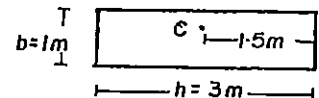
$$f_{a-b} = \frac{11.57 \times (3/2)}{(1/12) \times 1.0 \times 3^3}$$

$$f_{a-b} = 7.71 \text{ Ton/mt}^2$$

$$f_{a-b} = 0.77 \text{ Kg/cm}^2$$



Sección a-b.



Todos los momentos por flexión, no superan al momento admisible por flexión, por lo tanto todas las secciones son adecuadas.

EJEMPLO NUMERICO Nº 2. Muro de concreto reforzado, en la zona sísmica I de El Salvador. Los datos son iguales al ejemplo anterior. Después de varios tanteos se ha fijado las dimensiones siguientes:

1.- Parámetros del relleno y de la cimentación.

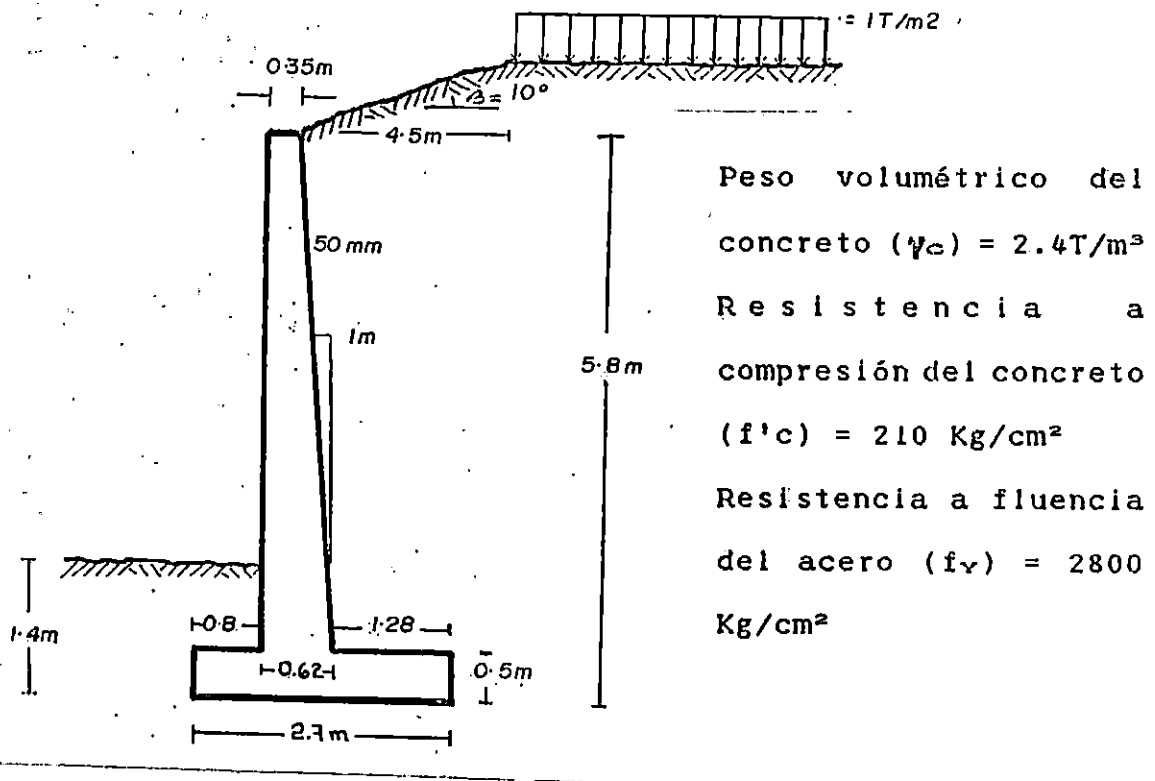
Peso volumétrico del suelo (γ_s) = 1.6 T/m³

Angulo de fricción del suelo (ϕ) = 35°

Cohesión del suelo (C) = 1.0 T/m²

Angulo de rozamiento suelo-muro (δ) = 23.33°

2.- El relleno tiene una inclinación de $\beta = 10^\circ$ y soporta una sobrecarga (w) de 1 Ton/mt².



3.- Los empujes laterales son iguales a los calculados en el ejemplo N^o 1, estos son:

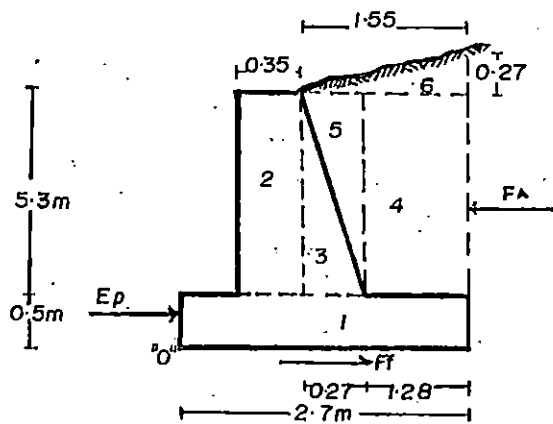
$$E_p = 10.59 \text{ Ton a } 0.47 \text{ m de la base.}$$

$$E_a = 2.44 \text{ Ton a } 2.14 \text{ m de la base.}$$

$$E_{DH} = 4.04 \text{ Ton a } 3.48 \text{ m de la base.}$$

$$E_{AH} = 0.75 \text{ Ton a } 1.93 \text{ m de la base.}$$

4.- Cálculos del peso de secciones de concreto y el peso del suelo.



$$W_1 = 2.4 \times (2.7 \times 0.5) = 3.24 \text{ Ton}$$

$$W_2 = 2.4 \times (5.3 \times 0.35) = 4.45 \text{ Ton}$$

$$W_3 = 2.4 \times (0.27 \times 5.3 \times 0.5) = 1.7 \text{ Ton}$$

$$W_4 = 1.6 \times (1.28 \times 5.3) = 10.85 \text{ Ton}$$

$$W_5 = 1.6 \times (0.27 \times 5.3 \times 0.5) = 1.14 \text{ Ton}$$

$$W_6 = 1.6 \times (1.55 \times 0.27 \times 0.5) = \underline{0.33 \text{ Ton}}$$

$$\Sigma F_v = 21.73 \text{ Ton}$$

Calculo de fuerzas resistentes:

Fricción que se opone al empuje activo

$$F_x = \Sigma F_v \times \tan \delta$$

$$F_x = 21.73 \times \tan(23.33^\circ)$$

$$F_x = 9.37 \text{ Ton}$$

Fuerza resistente (FR):

$$FR = F_x + E_p$$

$$FR = 9.37 + 10.58$$

$$FR = 19.95 \text{ Ton}$$

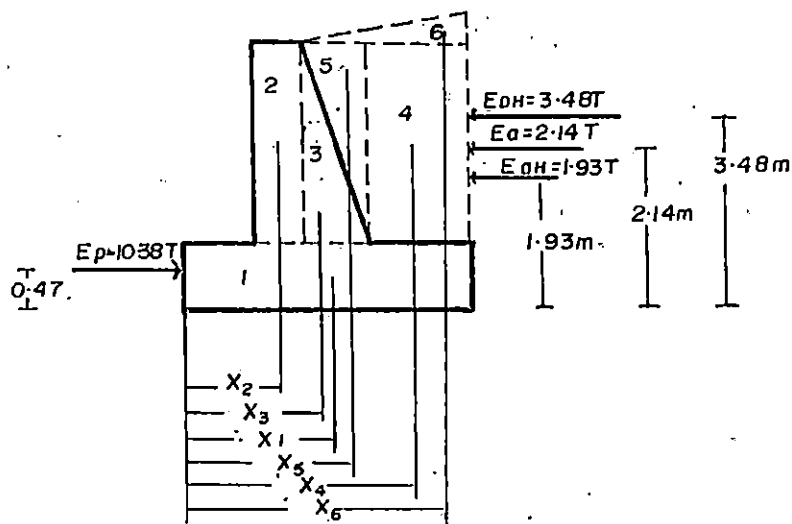
Fuerza actuante (FA):

$$FA = E_a + E_{DH} + E_{EH}$$

$$= 2.44 + 4.04 + 0.75$$

$$= 7.23 \text{ Ton}$$

5.- Momentos con respecto a "O":



Momento Resistente (MR):

$$MR = w_1 X_1 + w_2 X_2 + w_3 X_3 + w_4 X_4 + w_5 X_5 + w_6 X_6 + E_p (H_1/3)$$

$$MR = 3.24(1.35) + 4.45(0.98) + 1.72(1.24) + 10.85(2.06) + 1.14(1.33) + 0.33(2.18) + 10.58(0.47)$$

$$MR = 4.37 + 4.36 + 2.13 + 22.35 + 1.52 + 0.72 + 4.97$$

$$MR = 40.42 \text{ Ton-m}$$

Momento actuante (MA):

$$MA = E_a(2.14) + E_{DH}(3.48) + E_{mH}(1.93)$$

$$MA = 2.44(2.14) + 4.04(3.48) + 0.75(1.93)$$

$$MA = 5.22 + 14.06 + 1.45$$

$$MA = 20.73 \text{ Ton-m}$$

6.- Seguridad contra el volteo: Tomando F.S. = 1.5 de la tabla II-2.

$$F.S._v = \frac{MR}{MA} = \frac{40.42 \text{ Ton-m}}{20.73 \text{ Ton-m}} = 1.95 > 1.5 \Rightarrow$$

El muro no voltea y se mantiene estable.

7.- Seguridad contra el deslizamiento.

$$F.S._d = \frac{FR}{FA} = \frac{19.95 \text{ Ton}}{7.23 \text{ Ton}} = 2.76 > 1.5 \Rightarrow \text{El muro no desliza}$$

8.- Seguridad de la base contra una falla en la capacidad soportante del suelo.

$$Mo' = MR - MA - \Sigma Fv \times B/2$$

$$Mo' = 40.42 - 20.73 - 21.73 \times (2.7)/2$$

$$Mo' = - 9.65 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Luego: } e = \frac{Mo'}{\Sigma Fv} = \frac{- 9.65 \text{ Ton-m}}{21.73 \text{ Ton}} = - 0.44 \text{ mt}$$

$$e = 0.44 \text{ mt.}$$

La excentricidad, según el signo (-) se encuentra al lado izquierdo.

Comparando la excentricidad con $B/6$.

$$B/6 = 2.7/6 = 0.45 \text{ mt.}$$

$0.44 \text{ mt} < 0.45 \text{ mt} \Rightarrow e < B/6$, nos dice que la resultante de fuerzas verticales cae en el tercer medio de la base, por lo tanto la presión por longitud de muro en los extremos de la base, se calcularán así:

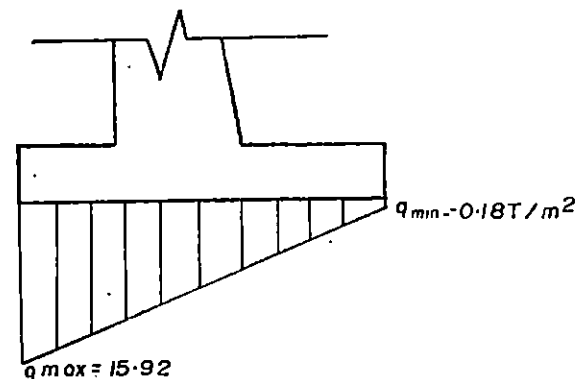
$$q_{\max/\min} = V/B [1 \pm 6e/B], \text{ siendo } V = \Sigma F_v$$

$$q_{\max} = \frac{21.73}{2.7} * [1 + \frac{6(0.44)}{2.7}]$$

$$q_{\max} = 15.92 \text{ Ton/mt}^2$$

$$q_{\min} = \frac{21.73}{2.7} * [1 - \frac{6(0.44)}{2.7}]$$

$$q_{\min} = 0.18 \text{ Ton/mt}^2$$



Comparando q_{\max} con la capacidad de carga del suelo para $\phi = 35^\circ$, $C = 1.0 \text{ Ton/m}^2$ y $B = 2.7 \text{ mts.}$, en este caso la profundidad de desplante es igual al ejemplo N° 1 de 1.4 mts.

$$q_d' = 2/3 C.N_c' + \gamma_s H_x N_q' + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma'$$

Del gráfico de la figura II-13 Cap. I

$$N_c' = 24, \quad N_q' = 13 \quad \text{y} \quad N_\gamma' = 5$$

$$q_d' = (2/3) \times 1.0 \times 24 + 1.6 \times 1.4 \times 13 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 2.7 \times 5$$

$$q_d' = 16 + 29.12 + 10.8$$

$$q_{d'} = 55.92 \text{ Ton/mt}^2$$

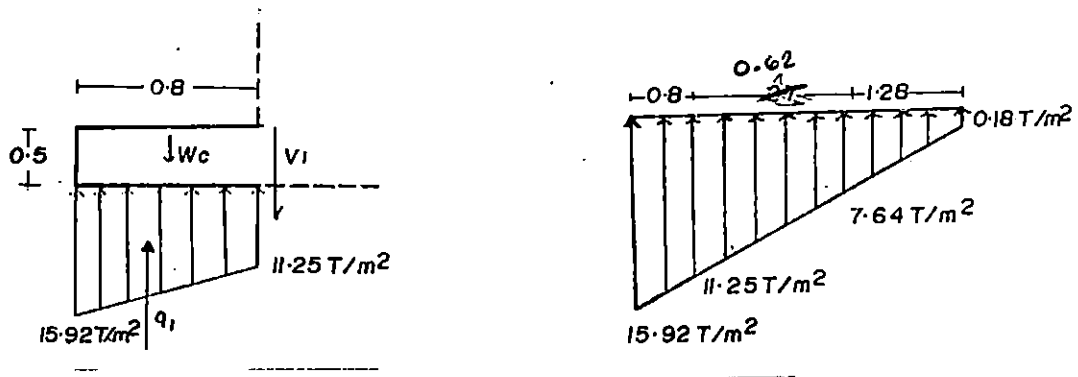
$$q_{adm} = q_{d'}/3 = 55.92/3$$

$$q_{adm} = 18.64 \text{ Ton/mt}^2$$

$q_{max} < q_{adm} \Rightarrow 15.67 \text{ Ton/mt}^2 < 18.64 \text{ Ton/mt}^2$, entonces el suelo tiene capacidad para soportar los esfuerzos que producen el muro y el relleno.

9.- Revisión del pie por cortante.

Según A.C.I 318-89, 15.5.2 la sección crítica para cortante deberá medirse del paño del muro.



Diagramas de presiones en puntos críticos.

$$- W_c + q_1 - V_1 = 0$$

$$- 2.4(0.5 \times 0.8) + \frac{(15.42 + 11.25)}{2} \times 0.8 - V_1 = 0$$

$$- 0.96 + 10.87 - V_1 = 0$$

$$V_1 = 9.91 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1.7 * x (9.91)$$

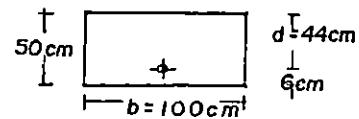
$$V_U = 16.85 \text{ Ton}$$

De acuerdo al ACI-89 11.1.1, el diseño de secciones transversales sujetas a cortante debe estar basado en $V_U \leq \phi V_c$;

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c'} bd$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53\sqrt{(210) \times 100 \times 44 \times 10^{-3}}$$

$$\phi V_c = 28.72 \text{ Ton}$$



Sección transversal del pie para 1 mt de longitud

Se cumple que $V_U \leq \phi V_c$

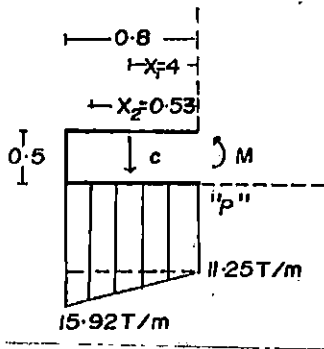
$$16.85 \text{ Ton} \leq 28.72 \text{ Ton}$$

Es adecuada la sección para resistir los cortantes en esa sección crítica.

Revisión de la Flexión en el pie del muro.

Tomaremos momentos de las fuerzas que actúan sobre el muro con respecto al rostro de la pantalla (P).

* De acuerdo al ACI, el factor de 1.7 debe ser usado por los empujes del suelo y para las cargas vivas; y como la presión en la punta es el resultado principalmente de la presión lateral, por lo tanto se utiliza el factor de 1.7.



==> *Convirtiendo q1 en dos secciones*

$$\Sigma Mp = 0$$

$$M + w_c X_1 - 11.25(0.8)X_1 - (15.92 - 11.25)*0.5*0.8X_2 = 0$$

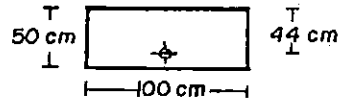
$$M + 2.4(0.8 \times 0.5)0.4 - 11.25*0.8*0.4 - 4.67*0.5*0.8*0.53 = 0$$

$$M + 0.38 - 3.6 - 0.99 = 0$$

$M_U = 4.21 \text{ Ton-m} \Rightarrow$ El acero debe ir colocado en el lecho inferior.

$$M_U = 1.7 \times 4.21$$

$$M_U = 7.16 \text{ Ton-m}$$



Sección transversal del pie para 1 mt de longitud

Utilizando $\rho_{min} = 0.005$

$$A_s = \rho_{min} \times b d$$

$$A_s = 0.005 \times 100 \times 44$$

$$A_s = 22 \text{ cm}^2$$

Comparando M_U con M_n , utilizando $\rho_{min} = 0.005$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.005(2800) \text{ Kg/cm}^2}{210 \text{ Kg/cm}^2} = 0.066 = 0.07$$

$$M_n = \phi f_c' w [1 - 0.59w] b d^2$$

$$M_n = 0.9(210)(0.07)[1 - 0.59(0.07)]100x(44)^2x10^{-5}$$

$$M_n = 24.55 \text{ Ton-m}$$

$$M_n > M_u \Rightarrow 24.55 \text{ Ton-m} > 7.16 \text{ Ton-m}$$

Con ρ_{min} y $d = 44$ cm, la sección y cantidad de acero cubren el $M_u = 7.16$ Ton-m.

Para $A_s = 22$ cm²

Usar varillas N^o 7, área de la N^o 7 = 3.88 cm²

N^o de varillas = $22/(3.88) = 5.67 \approx 6$ varillas N^o 7

Distancia de separación en lmt = $100\text{cm}/6 = 16.67$ cm ≈ 16 cm

Usar 6 varillas N^o 7 a cada 16 cm como acero de refuerzo

Según A.C.I.-89 12.2.2 la longitud de desarrollo básica debe ser:

Para varillas del N^o 11 o menores usar:

$$l_{db} = 0.06 A_b f_y / f_c' = \frac{0.06(3.88)(2800)}{\sqrt{(210)}}$$

$$l_{db} = 44.98 \text{ cm}$$

$$l_{db} = 45 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo longitudinal, para el pie y la parte de la pantalla en la base; según A.C.I-89 15.4.4.2.

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la zapata}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$0.8 + 0.62 = 1.42 \text{ mts}, \beta = \frac{1.42 \text{ mts}}{1.00 \text{ mts}} = 1.42$$

$$\frac{A_s \text{ long}}{A_s} = \frac{2}{\beta + 1}$$

$$A_s \text{ long} = \frac{2}{1.42 + 1} * A_s$$

$$A_s \text{ long} = \frac{2(22) \text{ cms}}{2.42} = 18.18 \text{ cm}^2$$

Usando varillas N^o 7.

$$\text{N}^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{18.18}{3.88} = 4.68 \text{ varillas} \Rightarrow 5 \text{ varillas N}^{\circ} 7$$

La separación en la 1.42 mt es: $1.42/5 = 0.28 \text{ mt} = 28 \text{ cm}$

Usar 5 varillas N^o 7 a cada 28 cms.

Revisión por cortante del talón.

$$V_2 - w_s - w_c + q_2 = 0$$

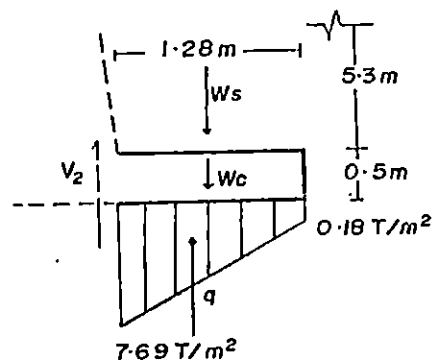
$$V_2 - 1.6(1.28 \times 5.3) - 2.4(1.28 \times 0.5) + [(7.69 + 0.18)/2] \times 1.28 + V_2 = 0$$

$$V_2 - 10.85 - 1.54 + 5.04 = 0$$

$$V_2 = 7.35 \text{ Ton}$$

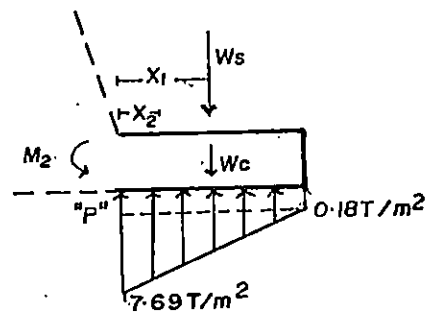
$$V_U = 7.35 \times 1.7$$

$$V_U = 12.50 \text{ Ton}$$



Por ser la sección transversal igual a la del pie (ver sección del pie), el $\phi V_c = 28.72 \text{ Ton}$, entonces se cumple que $V_u \leq \phi V_c \Rightarrow 12.50 \text{ Ton} \leq 28.72 \text{ Ton}$, por lo cual, es adecuada la sección para resistir los cortantes.

Revisión de la flexión en el talón.



Convirtiendo a q_2 en dos secciones.

$$\sum M_p = 0$$

$$M - w_s X_1 - w_c X_1 + 0.18 \times 1.28 \times X_1 + (7.69 - 0.18) 0.5 \times 1.28 \times X_2 = 0$$

$$M - 10.85(0.64) - 1.54(0.64) + 0.23(0.64) + 7.57(1.28/3) = 0$$

$$M - 6.94 - 0.99 + 0.15 + 3.16 = 0$$

$$M = 4.62 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 1.7 \times 4.62$$

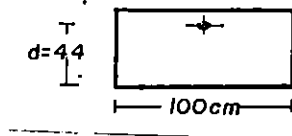
$$M_u = 7.85 \text{ Ton-m} \Rightarrow \text{El acero debe ir en el lecho superior}$$

Ya que la sección transversal del pie y el talón son iguales al rostro de la pantalla y utilizando el mismo $\phi_{min} =$

0.005, el M_n es igual al anterior, solo que el acero irá en el lecho superior.

$$M_n = 24.55 \text{ Ton}$$

$$\text{Y por lo tanto } M_u \leq M_n \Rightarrow 7.85 \text{ Ton-m} \leq 24.55 \text{ Ton-m}$$



Sección transversal del talón en 1 mt de longitud.

El acero de refuerzo y la longitud de desarrollo son iguales a las del pie \Rightarrow 6 varillas N^o 7 a cada 16 cm y $l_{dR} = 45 \text{ cm}$.

El refuerzo longitudinal para los 1.28 mt de talón.

$$\beta = \frac{1.28 \text{ mt}}{1.00 \text{ mt}} = 1.28$$

$$\frac{A_s \text{ long}}{A_s} = \frac{2}{\beta + 1} = \frac{2}{2.28}$$

$$A_s \text{ long} = \frac{2(22)}{2.28} = 19.30 \text{ cm}^2$$

Usando varillas N^o 7.

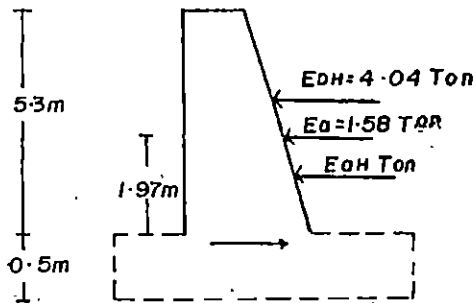
$$\text{N}^{\circ} \text{ varillas} = \frac{19.30}{3.88} = 4.97 = 5 \text{ varillas N}^{\circ} 7$$

$$\text{Separación en los 1.28 mts es: } \frac{1.28}{5} = 25.6 \text{ cms} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

Usar 5 varillas N^o 7 a cada 25 cms.

Revisión de pantalla.

Revisión por cortante.



El H para calcular E_a

$$H = 5.3 + 0.62 \text{ (por sobrecarga)}$$

$$H = 5.92 \text{ mt.}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2CH/K_a$$

$$E_a = \frac{1}{2} (1.6) (5.92)^2 (0.28) - 2(1)(5.92)\sqrt{0.28}$$

$$E_a = 7.85 - 6.27$$

$$E_a = 1.58 \text{ Ton}$$

En cuanto a E_{DH} y ΔE_{oH} , se mantienen con el mismo valor.

La fuerza cortante en la base de la pantalla será:

$$\rightarrow (+) \Sigma F_H = 0$$

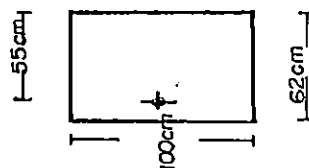
$$V - E_a - E_{DH} - \Delta E_{oH} = 0$$

$$V - 1.58 - 4.04 - 0.73 = 0$$

$$V = 6.35 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1.7 \times 6.35$$

$$V_U = 10.80 \text{ Ton}$$



Sección transversal de la pantalla para 1 m de longitud

Revisando si $V_U \leq \phi V_c$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{(210) \times 100 \times 55 \times 10^{-3}}$$

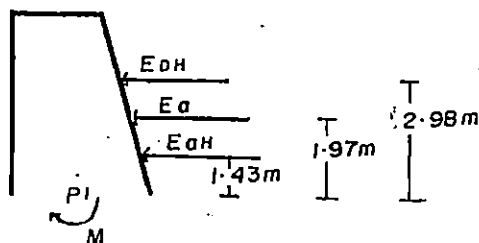
$$\phi V_c = 35.91 \text{ Ton}$$

Se cumple que $V_U \leq \phi V_c$

$$10.80 \text{ Ton} \leq 35.91 \text{ Ton}$$

Es adecuada para resistir las fuerzas cortantes.

Revisión a flexión de la pantalla.



$$(+)\ \Sigma Mp' = 0$$

$$-M + \Delta E_{aH}(1.43) + E_a(1.97) + E_{DH}(2.98) = 0$$

$$M = 0.73(1.43) + 1.58(1.97) + 4.04(2.98)$$

$$M = 1.04 + 3.11 + 12.04$$

$$\text{Usando } \rho_{\min} = 0.005 \implies w = \rho f_y / f_c'$$

$$w = 0.07$$

$$\text{Por lo tanto } M_n = 0.9 f_c' w [1 - 0.59w] d^2 b \times 10^{-5}$$

$$M_n = 0.9(210)(0.07)[1 - 0.59(0.07)](55)^2(100)(10^{-5})$$

$$M_n = 38.37 \text{ Ton-m}$$

$$M_n > M_U \implies 38.37 \text{ Ton-m} > 27.00 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Area de acero necesario} = \rho_{\min} b x d$$

$$= 0.005 \times 100 \times 55$$

$$= 27.5 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas N^o 7, área de la N^o 7 = 3.88 cm²

$$\text{N}^{\circ} \text{ de varillas} = \frac{27.5}{3.88} = 7.09 \approx 7 \text{ varillas.}$$

$$\text{Distancia de separación en 1 mt} \Rightarrow \frac{100 \text{ cm}}{7} = 14.28 = 14 \text{ cms}$$

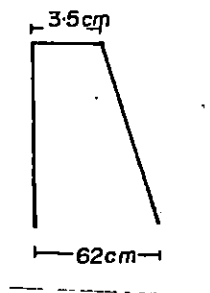
Usar 7 varillas N^o 7 a cada 14 cms.

Esta cantidad de acero se reduce en la parte superior, ya que los momentos también se reducen en la parte superior de la pantalla.

REFUERZO POR TEMPERATURA Y CONTRACCION.

Según A.C.I-89 sec, 14.3.4 los muros de contención con un espesor mayor de 25 cms, deben tener en el respaldo interno un refuerzo igual a $1/3A_s$, y en el respaldo externo el refuerzo será de $2/3A_s$.

El área de acero para 1 mt. de longitud.



$$h = \frac{35 + 62}{2} = 43.5 \text{ cms.}$$

$$Ei A_s = 0.0025bh$$

$$A_s = 0.0025(100)(43.5)$$

$$a_s = 12.13 \text{ cm}^2$$

En el respaldo interno del muro.

$$A_{s_i} = 1/3 \times 12.13 = 4.04 \text{ cm}^2$$

Usando varilla N^o 4 ==> Area de carilla N^o 4 = 1.27 cm²

$$\text{Número de varilla N}^{\circ} 4 = \frac{4.04}{1.27} = 3.18 \approx 3 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación por metro lineal} = 100/3 = 33.33 \text{ cm} = 30 \text{ cm.}$$

Colocar 3 varillas N^o 4 a cada 30 cm.

En el respaldo externo del muro.

$$A_{s_e} = 2/3 \times 12.13 = 8.09 \text{ cm}^2$$

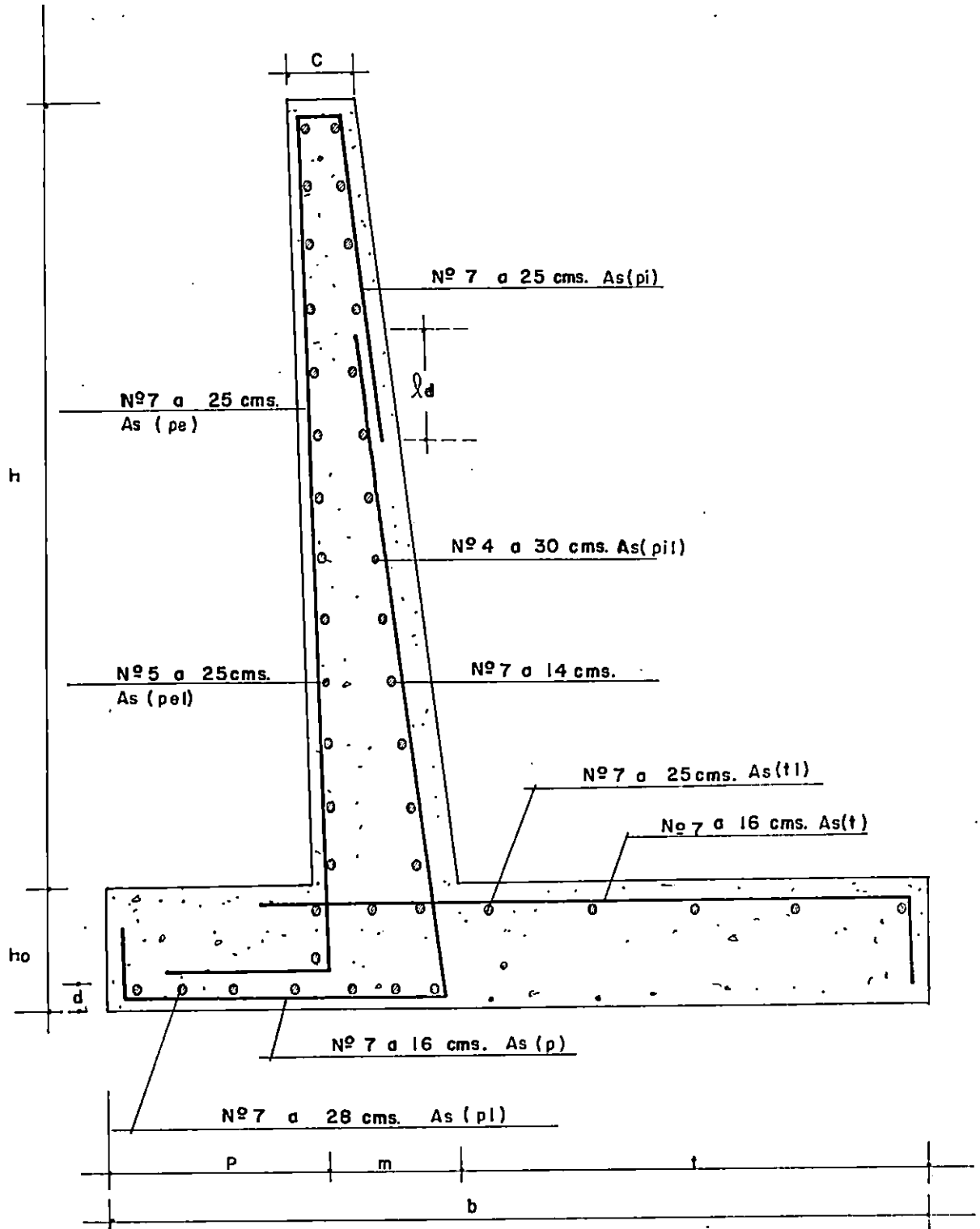
Usando varilla N^o 5 ==> Area de varilla N^o 5 = 2.0 cm²

$$\text{Número de varillas N}^{\circ} 5 = \frac{8.09}{2.0} = 4.05 \text{ varillas} = 4 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación por metro lineal} = \frac{1.00}{4} = 25 \text{ cm}$$

Colocar 4 varillas N^o 5 a cada 25 cm.

REFUERZO DEL MURO



Ejemplo número 3. muro de mampostería reforzada, utilizando bloque saltex, en la zona I de El Salvador. Los datos son iguales a los ejemplos anteriores. Luego después de varios tanteos se han fijado las dimensiones siguientes.

10) $\gamma_s = 1.6 \text{ T/m}^3$

$\gamma_c = 2.4 \text{ T/m}^3$

$\phi = 35^\circ$

$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$C = 1 \text{ T/m}^2$

$\delta = 23.33^\circ$

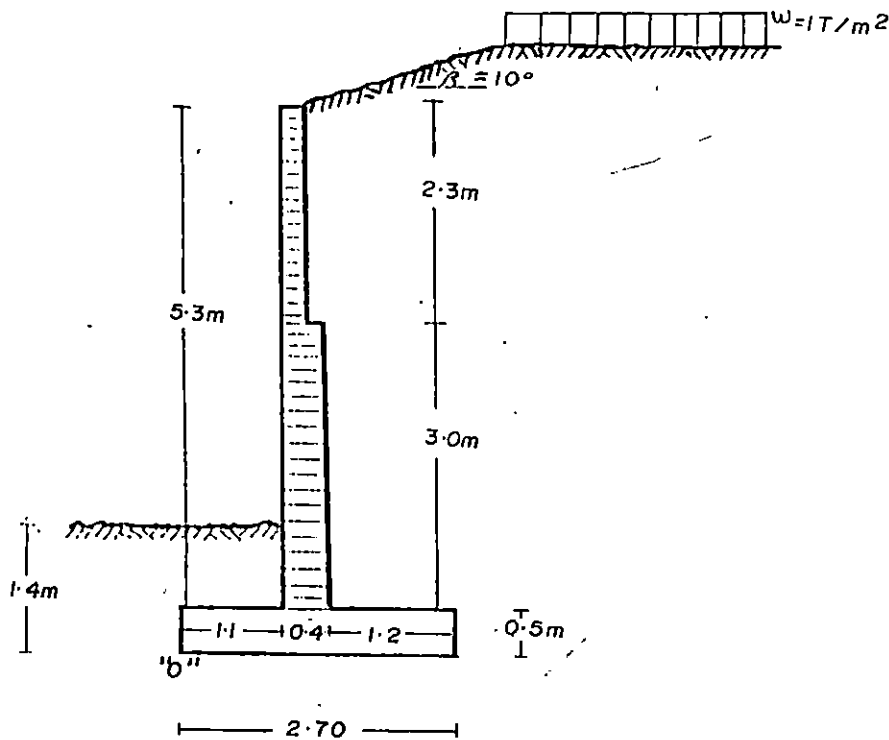
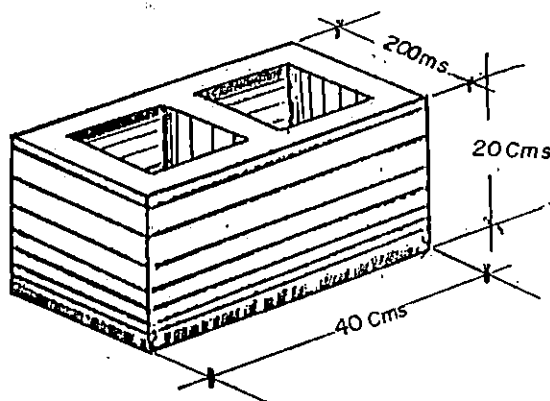
$\beta = 10^\circ$

$w = 1 \text{ T/m}^2$

$f_m' = 95 \text{ Kg/cm}^2$

$\gamma_{\text{saltex}} = 2.2 \text{ T/m}^3$

$f_c' = 2.10 \text{ Kg/cm}^2$



29) Los empujes laterales iguales al ejemplo N° 1.

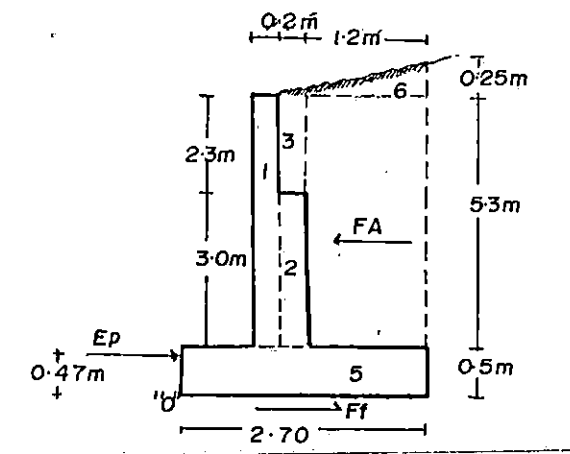
$$E_D = 10.58 \text{ Ton/m a } 0.47 \text{ de la base}$$

$$E_M = 2.44 \text{ Ton/m a } 2.14 \text{ de la base}$$

$$E_{DH} = 4.04 \text{ Ton/m a } 3.48 \text{ de la base}$$

$$\Delta E_{EH} = 0.75 \text{ Ton/m a } 1.93 \text{ de la base}$$

Cálculo del peso de secciones de concreto, secciones de bloque y el peso del suelo.



$$w = \gamma * V$$

$$w_1 = 2.2(0.2*5.3) = 2.33 \text{ Ton}$$

$$w_2 = 2.2(0.2*3) = 1.32 \text{ Ton}$$

$$w_3 = 1.6(2.3*0.2) = 0.74 \text{ Ton}$$

$$w_4 = 1.6(5.3*1.2) = 10.18 \text{ Ton}$$

$$w_5 = 2.4(2.7*0.5) = 3.24 \text{ Ton}$$

$$w_6 = 1.6(1.4*0.25*0.5)$$

$$= \frac{0.28 \text{ Ton}}{18.09 \text{ Ton}}$$

Fuerzas de fricción:

$$F_f = \Sigma F_v * \tan \delta = 18.09 * \tan (23.33^\circ)$$

$$F_f = 7.80 \text{ Ton}$$

Fuerzas resistentes:

$$FR = E_D + F_f = 10.58 + 7.8$$

$$FR = 18.38 \text{ Ton}$$

Fuerzas actuantes:

$$FA = E_a + E_{DH} + \Delta E_{AH}$$

$$FA = 7.23 \text{ Ton}$$

50) Momentos con respecto a "o".

x_i : Distancia perpendicular del punto "o" al centroide de cada sección.

$$MR = w_1 X_1 + w_2 X_2 + w_3 X_3 + w_4 X_4 + w_5 X_5 + w_6 X_6 + (E_D * H_1) / 3$$

$$MR = 2.33(1.2) + 1.32(1.4) + 0.74(1.4) + 10.18(2.10) +$$

$$3.24(1.35) + 0.28(2.23) + 10.58(0.47)$$

$$= 2.8 + 1.85 + 1.04 + 21.38 + 4.35 + 0.62 + 4.97$$

$$MR = 37.03 \text{ Ton-m}$$

$$MA = 20.73 \text{ Ton-m (De ejemplo N}^\circ \text{ 1)}$$

60) Seguridad al volteo. Tomando F.S. = 1.5 de la tabla II-2

$$F.S.v = \frac{MR}{MA} = \frac{37.03}{20.73} = 1.79 > 1.5 \rightarrow \text{el muro no voltea}$$

70) Seguridad al deslizamiento.

$$F.S.d = \frac{FR}{FA} = \frac{18.38}{7.23} = 2.54 > 1.5 \rightarrow \text{el muro no desliza}$$

80) Seguridad de la base contra una falla en la capacidad soportante del suelo.

$$M_c' = MR - MA = \Sigma F_v * B/2$$

$$= 37.03 - 20.73 - 17.81 * (2.7)/2$$

$$= 37.03 - 20.73 - 24.04$$

$$M_c' = -7.74 \text{ Ton-m}$$

Luego: $e = M_c' / \Sigma F_v = 7.74 / 17.81$

$e = 0.4 \text{ mts.}$

Comparando la excentricidad con $B/6$.

$B/6 = 2.7/6 = 0.45 \text{ mts.}$

$0.4 < 0.45 \implies e < B/6$, nos dice que la resultante de fuerzas verticales cae en el tercio medio de la base, por lo tanto la presión en los extremos de la base, se calcularán así:

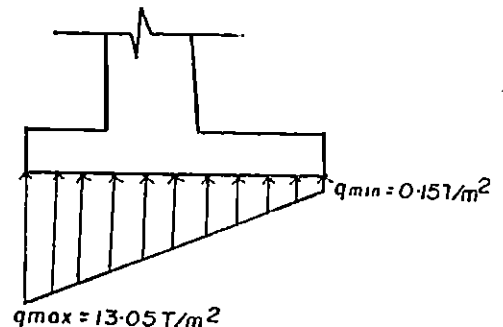
$q_{\max/\min} = V/B * (1 \pm (6e)/B);$

$V = \Sigma P_v$

$q_{\max} = \frac{17.81}{2.7} (1 + \frac{6(0.44)}{2.7})$

$q_{\max} = 13.05 \text{ Ton/m}^2$

$q_{\min} = 0.15 \text{ Ton/m}^2$



Comparando q_{\max} con la capacidad de carga del suelo para $\phi = 35^\circ$, $C = 1 \text{ Ton/m}^2$ y $B = 2.7 \text{ mts.}$, en este igual que en los ejemplos anteriores a 1.4 mts. de profundidad de desplante (H_f):

$q_d' = 2/3 C N_c' + \gamma_s H_f N_q' + \frac{1}{2} \gamma_s B N_\gamma'$

Del gráfico de la Fig. I-13: *I-19 ok ✓*

$N_c' = 24, N_q' = 13 \text{ y } N_\gamma' = 5$

$q_d' = (2/3) * 1.0 * 24 + 1.6 * 1.4 * 13 + \frac{1}{2} * 1.6 * 2.7 * 5$

$q_d' = 16 + 29.12 + 10.8$

$q_d' = 55.92 \text{ Ton/m}^2$

$q_{adm} = q_d' / 3 = 55.92 / 3$

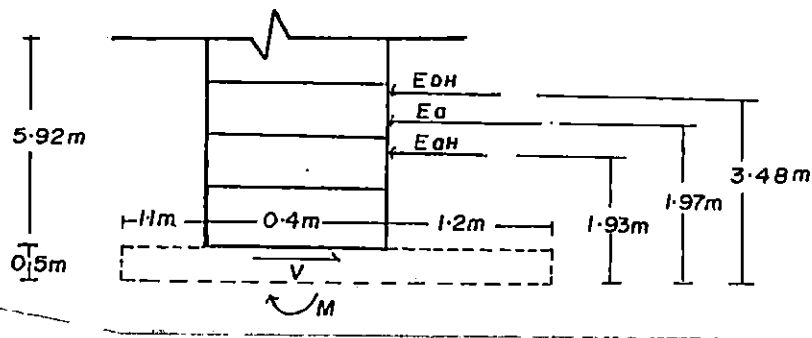
$q_{adm} = 18.64 \text{ Ton/m}^2$

Comparando q_{max} con la capacidad de carga del suelo.

$q_{max} < q_{adm} \Rightarrow 13.05 \text{ Ton/m}^2 < 18.64 \text{ Ton/m}^2$, el suelo tiene capacidad para soportar los esfuerzos que produce el muro y el relleno, por lo tanto las dimensiones propuestas del muro son adecuadas.

Revisión de la pantalla.

Revisando la unión de la zapata con la pantalla.



$$\begin{aligned}
 E_a &= \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2CH\sqrt{K_a} \\
 &= \frac{1}{2}(1.6)(5.92)^2(0.27) - 2(1)(5.92)(\sqrt{0.27}) \\
 &= 7.57 - 6.15
 \end{aligned}$$

$$E_a = 1.42$$

E_{DH} y E_{aH} se mantienen con el mismo valor encontrado en el EJ. N° 1.

$$\begin{aligned}
 H &= H_T + 0.5 = l_{pantalla} + h_{sobrecarga} \\
 &= 5.3 + 0.62
 \end{aligned}$$

$$H = 5.92 \text{ m}$$

Revisando cortante horizontal:

$$(+)\ \rightarrow\ \Sigma H_H = 0$$

$$V - E_{DH} - E_a - \Delta E_{aH} = 0$$

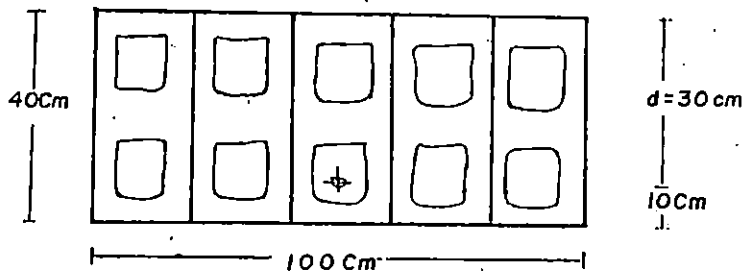
$$V - 1.42 - 4.04 - 0.73 = 0$$

$$V = 6.19 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1.7 * 6.19$$

$$V_U = 10.52 \text{ Ton}$$

Revisando si $V_U \leq \phi V_C$:



Sección transversal de la pantalla en la parte inferior para 1 mt. de pantalla. En colocación de trinchera.

$$\begin{aligned} \phi V_C &= \phi * 0.53 \sqrt{f_m'} * b * d \\ &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{95} * 100 * 300 * 1/1000 \end{aligned}$$

$$\phi V_C = 13.17 \text{ Ton}$$

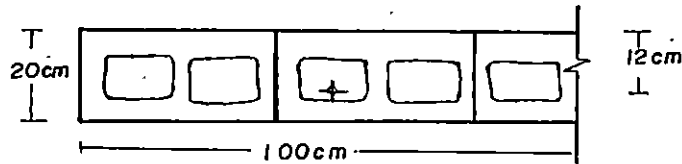
Se cumple que $V_U \leq \phi V_C \Rightarrow 10.52 \text{ Ton} \leq 13.17 \text{ Ton}$

La sección es adecuada para resistir las fuerzas cortantes en la unión pantalla y base si la sección hubiera sido colocada en hilada no hubiera resistido a V_U .

ta que $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(95)} * 100 * 12 \times 10^{-3}$

$V_u > \phi V_c$ m cumple.

10.52 Ton > 5.27 Ton



Sección transversal de la pantalla en colocación de canto.

En la pantalla a partir de los 3 mts. de altura, el empuje activo disminuye considerablemente, y a partir de los 3 mts. se utiliza la sección anterior (colocación en hilada corrida).

$$\begin{aligned}
 E_a &= \frac{1}{2} \gamma_s H K_a - 2C H \sqrt{K_a} \\
 &= \frac{1}{2} (1.6)(2.8)(0.28) - 2(11)(2.8)\sqrt{0.28} \\
 &= 0.63 - 2.96 = - 2.33
 \end{aligned}$$

El suelo a 2.8 mts de profundidad está a tensión.

→ Acero para la flexión en la pantalla, en la sección inferior.

El momento en la unión base - pantalla es:

$$- M + 1.92(2.96) + 4.04(1.47) + 0.73(1.43) = 0$$

$$M = 11.21 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 11.21 \times 1.7 = 19.06 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Utilizando } \rho_{\min} = 14/f_y = 14/2800 = 0.005$$

$$A_s = (0.005)(100)(30)$$

$$A_s = 15 \text{ cm}^2$$

Revisando si la cantidad de acero es suficiente:

$$w = \rho f_y / f_m = 0.005(2800) / 95 = 0.147$$

$$\begin{aligned} M_n &= \phi f_c' w (1 - 0.59w) b d^2 \times 10^{-5} \\ &= 0.9(95)(0.147)(1 - 0.59(0.147)) * 100 * (30)^2 \times 10^{-5} \\ &= 10.33 \text{ Ton-m} < 19.06 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

Por lo tanto no es suficiente acero.

$$M_n = 19.06$$

$$19.06 = 0.9(95)w(1 - 0.59w^2) * 100 * (30)^2 \times 10^{-5}$$

$$w = 0.30$$

$$\rho = \frac{f_m' * w}{f_y} = 0.01$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0.01 (100)(30) \\ &= 30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Utilizando } \rho_{\min} = 14 / f_y = 14 / (2800) = 0.005$$

$$A_s = (0.005)(100)(30)$$

$$A_s = 15.0 \text{ cm}^2$$

Colocar 5 N° 7; 2 por cada bloque.

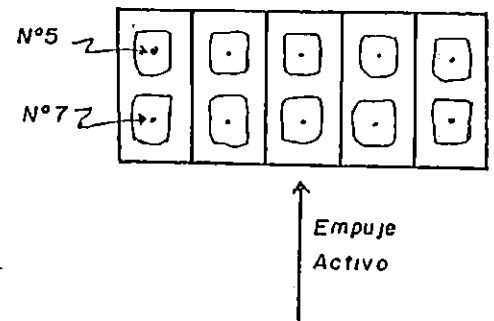
En la sección superior de la pantalla.

$$\rho_{\min} = 0.005$$

$$A_s = 0.005(100)(12)$$

$$A_s = 6.0 \text{ cm}^2$$

Colocar 5 varillas N° 5, 1 varilla por cada hueco del block.



Refuerzo Horizontal:

Según ACI, Cap. 14.3:

$$A_{sh} = 0.0025bh$$

Tomando la sección inferior:

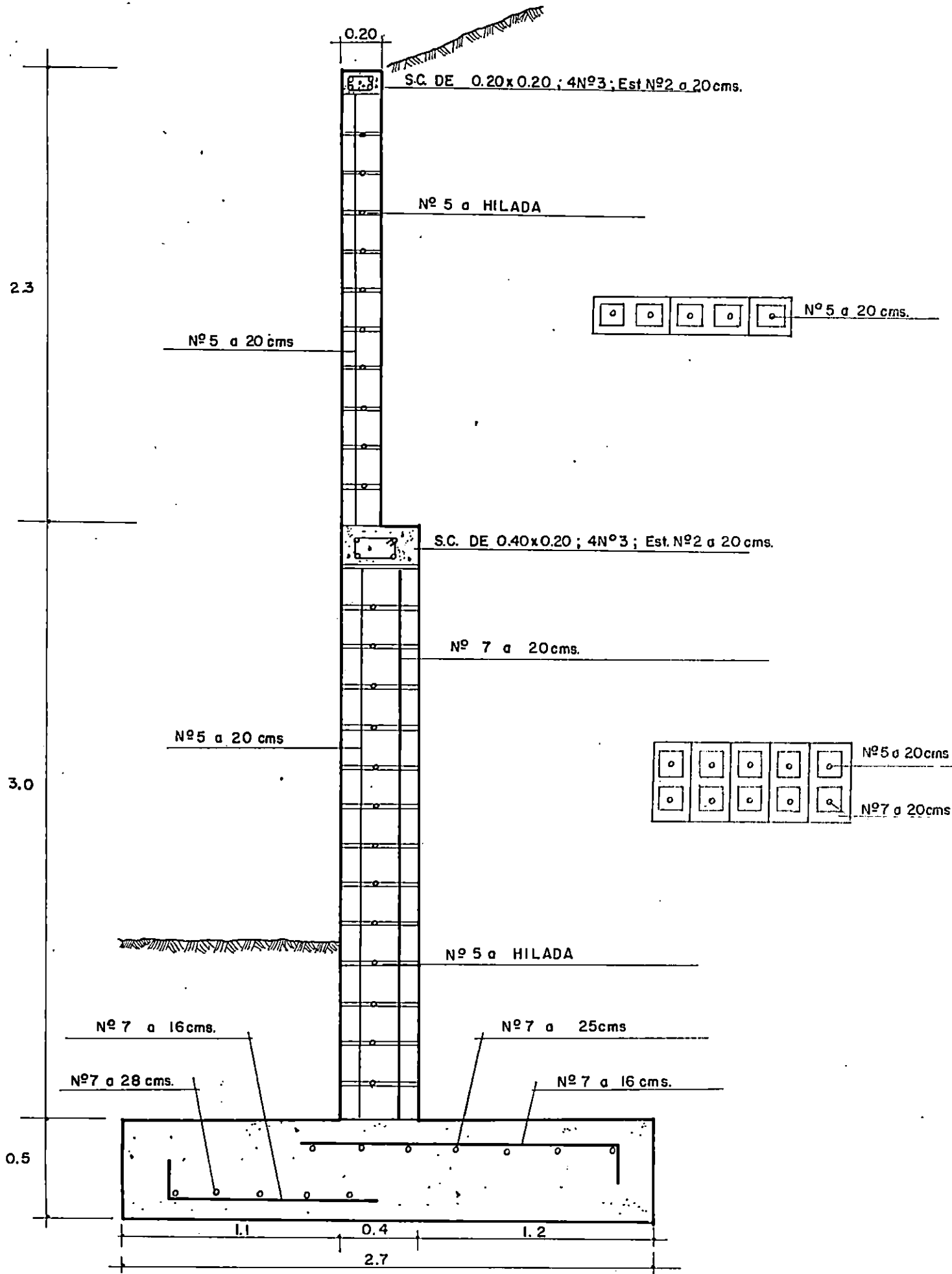
$$A_{sh} = 0.0025(40)(100)$$

$$A_{sh} = 10 \text{ cm}^2$$

Colocar 1 N^o 5 por cada hilera.

- El diseño de la zapata es igual al ejemplo numérico N^o 2 tanto como en el talón y el pie. Ya que los esfuerzos son casi iguales.

- Hay que dejar juntas de dilatación a cada 10 m.



CAPITULO III

"TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO".

INTRODUCCION.

En este capítulo se ha tratado de elaborar tablas de ayuda de diseño, que resultan de depurar las condiciones del suelo y respuesta de la estructura de fundación, de manera que los resultados presentados sean útiles para que las estructuras sean más ágilmente diseñadas. Su uso está sujeto a los casos típicos presentados, así como a las restricciones del tipo de construcción analizado.

Por eso en las secciones correspondientes a soleras, zapatas y muros de retención se presentan las diferentes propuestas de dimensionado que se puede realizar para fundaciones en estructuras, pero con la necesidad de que debe haberse hecho un estudio de suelo y poder así definir y hacer la propuesta quedando a responsabilidad del usuario revisar el diseño de las propuestas planteadas en este manual.

De todas maneras los análisis en el Capítulo II muestran las bondades del uso de las tablas de ayuda de diseño, que indudablemente aclaran la aplicación de los criterios para que esto no fuera una limitante durante el uso de las tablas que se proponen para uso rutinario.

SOLERAS

Uso de la Tabla de ayuda de Diseño de las soleras de fundación.

CRITERIOS Y PARAMETROS.

Requisitos

y Esp. tenues

Regidos por los criterios de la teoría de capacidad de conformación de carga del suelo de K. Terzaghi, el método aproximado en función de las rigideces del suelo, y la solera de R. Spampinato y apoyados en el reglamento ACI/89, Reglamento de Diseño Sísmico de la República de El Salvador (REDSSES), También considerando los métodos, procesos y tipos de construcción en el Area Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.), los suelos predominantes (SM, ML) del A.M.S.S. están sujetos a su capacidad de carga.

Para el dimensionado de las soleras se debe de basar en los siguientes criterios: Profundidad de desplante mínima 0.5 mts., ancho mínimo 30 cm, altura mínima 25 cm, recubrimiento mínimo 7.5 cm y su respectivo acero de refuerzo para soportar el peso de la pared que provocan los hundimientos (y), los cortantes (V) para diseñar el refuerzo vertical (estribos) y los momentos (M) para diseñar el refuerzo longitudinal para que la solera tenga la rigides adecuada.

Para el uso de la tabla III-1 de ayuda de diseño para soleras de fundación que en este manual se ha elaborado, se deberá cumplir los siguientes requisitos:

- 1- La construcción a realizar debe pertenecer al área Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.) de acuerdo con el mapa de zonificación del A.M.S.S., ver Fig. I-20.
- 2- Las paredes que se construirán sobre la solera debe ser de ladrillo de barro cocido tipo calavera o bloque hueco hecho de concreto.
- 3- Las dimensiones mínimas en la sección de soleras serán las siguientes: el ancho debe ser 30 cms, su espesor será 25 cms incluyendo el recubrimiento del acero no menor de 7.5 cms, la profundidad del apoyo no menor de 0.5 mts.
- 4- El concreto deberá ser estructural. En base a la resistencia de 210 Kg/cm² ó 280 Kg/cm², elaborada con cemento tipo I, norma ASTM C-595-94 y peso volumétrico de 2.4 Ton/m³.
- 5- El acero para el refuerzo deberá ser corrugado bajo norma ASTM A-615, con una resistencia de 2800 Kg/cm² (Grado 40). No deberá usarse acero fuera de norma o comercial.

Cuadro resumen de parámetros mínimos para el diseño de soleras.

Ancho mínimo (a)	30 cms
Altura mínima (h)	25 cms
Recubrimiento mínimo	7.5 cms
Profundidad de desplante mínimo	50 cms
Bloque hueco hecho de concreto 19 Lbs c/u	140 Kg/m ²
Ladrillo de barro cocido tipo calavera 8 Lbs c/u	300 Kg/m ²
Esfuerzo del concreto f'c	210 ó 280 Kg/cm ²
Esfuerzo del acero f _y	2800 Kg/cm ²

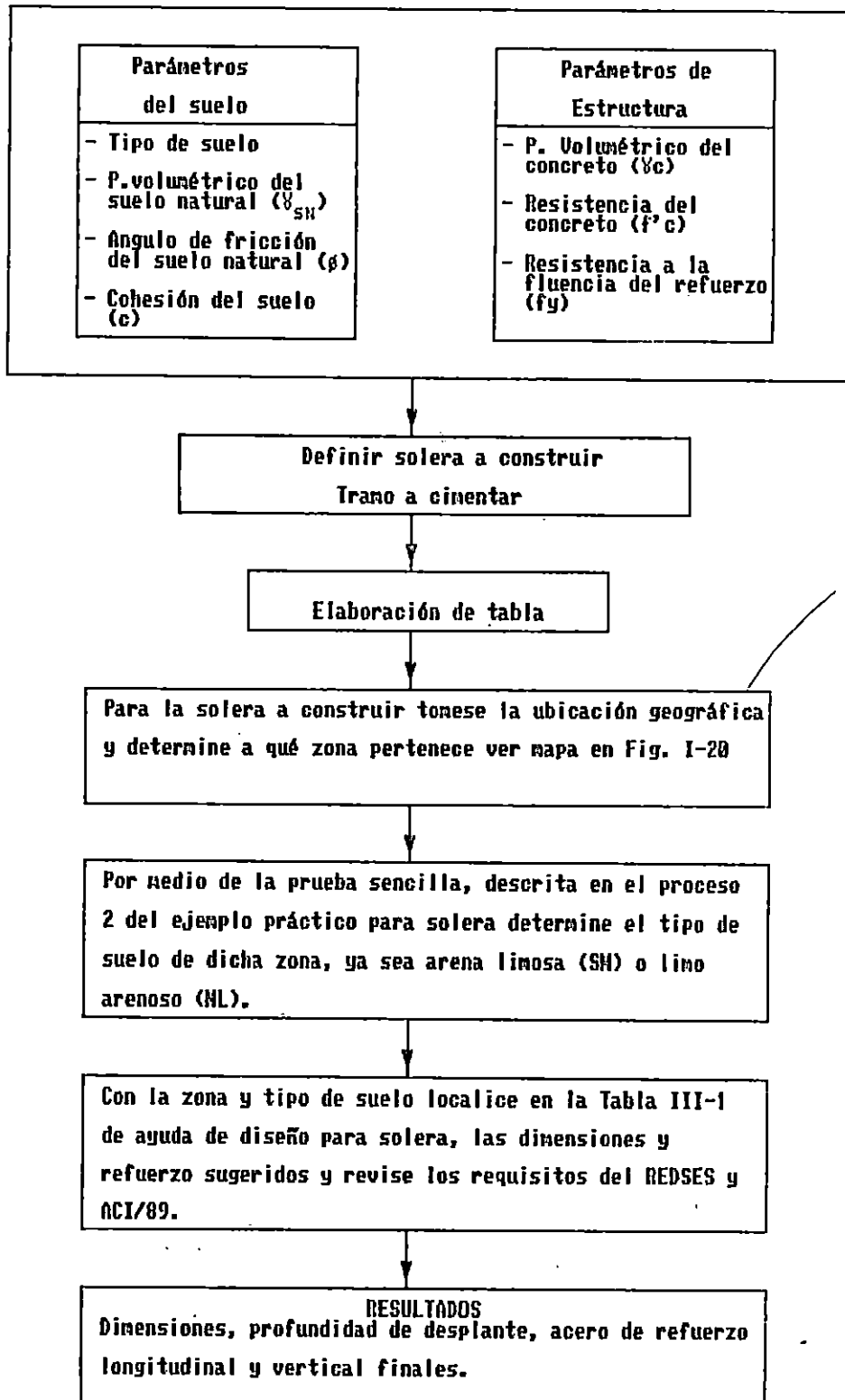
USOS DE TABLAS

Para comprender el uso de la tabla III-1 se expone un ejemplo práctico describiendo el proceso para llegar al dimensionado y detallado del refuerzo como sigue:

- 1- Ubicar la construcción de acuerdo a la zona geográfica del A.M.S.S. (Ver Fig. I-20).
- 2- Determinar que tipo de suelo que existe en el área proyectada a construir.
- 3- Identificar las dimensiones de la solera a utilizar.
- 4- Determinar las dimensiones de la solera, utilizar acero de refuerzo establecido para esa dimensión.

ESQUENA III-1

Guía para el uso de la tabla y factores para la realización del diseño de soleras de fundación



EJEMPLO PRACTICO.

- 1- Ubicación de la construcción: Municipio de San Marcos consultando Fig. I-20, le corresponde la zona II.

- 2- Determinar el tipo de suelo: Por ejemplo, una prueba sencilla y práctica consiste en lo siguiente: tomar una muestra de suelo que aproximadamente pese 1/2 Lb, se coloca dentro de una botella de vidrio transparente, luego se mezcla con agua limpia, se agita por 1 min. y se deja reposar po 15 min. obsérvese que los granos más gruesos se depositan en el fondo y los finos en la parte superior, si la altura de los granos gruesos es mayor que la mitad de la altura total del suelo, se dice que se trata de una arena limosa (SM); si la altura de finos es mayor que ka mitad de suelo se dice que es un limo arenoso (ML). Esta es una prueba de campo indicadora, pero para todo tipo de proyecto será necesario la realización de pruebas de laboratorio que indiquen los parámetros reales del suelo. Como requisito reglamentario del REDSES Art. 34 ya que deberá controlar q_{am} Art. 36

- 3- Identificando sección: De 40 cm x 25 cm.

- 4- Utilizar acero 4 varillas de 1/2" y estribos de 1/4" a cada 8 cms de separación.

TABLA III-1
De ayuda de Diseño de soleras de fundación

ZONA	TIPO DE SUELO	qadm (Kg/cm ²)	DIMENSIONES		ACERO DE REFUERZO		COMENTARIOS
			b (cm)	h (cm)	LONGITU- DINAL	ESTRIBO 1/4"	
I	HL	0.33	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Terreno Natural
		0.33	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
	SH	0.23	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Compactar Cimiento
		0.23	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
II	HL	1.0	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Terreno Natural
		1.0	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
	SH	1.0	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Terreno Natural
		1.0	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
III	HL	0.23	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Compactar Cimiento
		0.23	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
	SH	0.74	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Terreno Natural
		0.81	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
IV	HL	0.48	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Terreno Natural
		0.51	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural
	SH	0.68	30	25	4 de 3/8"	@ 8 cm	Terreno Natural
		0.71	40	25	4 de 1/2"	@ 8 cm	Terreno Natural

Para sección 30 cm x 25 cm, revisar con requisitos del REDSES y ACI/89.

ZAPATAS

USOS DE LAS TABLAS DE AYUDA DE DISEÑO DE LAS FUNDACIONES.

CRITERIOS Y PARAMETROS.

Basados en los criterios de la teoría de capacidad de carga de K. Terzaghi, apoyados en el reglamento ACI/89, el reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la República de El Salvador, también considerando los métodos, procesos y tipos de construcción en el Area Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.), el dimensionamiento de las zapatas esta sujeto a la capacidad de carga del suelo, que establece que, a mayor profundidad de desplante y mayor ancho del cimiento, mayor será la capacidad portante de éste. Por ello se consideran los siguientes criterios dimensionales: Ancho de la fundación y profundidad de desplante mínimas de 1.00 mts., y dependiendo de las características detectadas del suelo, estos pueden variar convenientemente.

REQUISITOS.

Para el uso de las tablas de ayudas de diseños de las fundaciones que en este manual se han elaborado, deberá cumplirse con los siguientes requisitos:

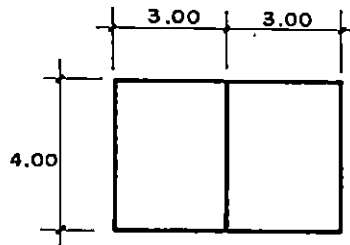
- 1.- La construcción a realizar debe pertenecer al Area Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.) de acuerdo con el mapa de zonificación del A.M.S.S.. Ver Fig. I-20.
- 2.- El area a construir es rectangular y tiene las siguientes dimensiones 5.00 mt a 15.00 mt. de longitud en su lado largo (L), y de 3.0 mt a 6.50 mt de longitud un su lado corto (ℓ). Además, su uso debe ser para vivienda y hasta dos plantas como máximo en altura.
- 3.- La construcción deberá ser del Tipo Mixto compuesta de los siguientes elementos de transmisión de fuerzas: Zapatas, soleras, columnas y vigas de concreto armado. Con paredes de ladrillo de barro cocido tipo calavera o bloque hueco de concreto y losas de entrepiso del tipo aligeradas.
- 4.- Las dimensiones mínimas en las zapatas serán las siguientes: El ancho debe ser 1.00 mt., la profundidad del apoyo debe ser 1.00 mt. y su espesor será de 0.25 mt. incluyendo del recubrimiento del acero no menor de 7.0 cm.
- 5.- El concreto deberá ser estructural, en base a la resistencia de 210 Kg/cm² o 280 Kg/cm², elaborado con cemento Tipo I, Norma ASTM C-595-94, y su peso volumétrico de 2.4 Ton/m³.

- 6.- El acero para el refuerzo deberá ser corrugado bajo Norma ASTM A-615, con una resistencia de 2800 Kg/cm² (Grado 40) No deberá usarse acero fuera de Norma o comercial.
- 7.- La dimensión típica de la sección transversal de columnas deberá de ser de 25 cm x 25 cm.
- 8.- De acuerdo con la dimensión de los marcos analizados estructuralmente, Fig. III-1, estas deberán ser:
- Para el lado corto (ℓ), la separación entre columnas (d) es de 2.50 mt a 4.50 mt.
 - Para el lado largo (L), la separación entre columnas (D) es de 3.00 mt a 5.00 mt.

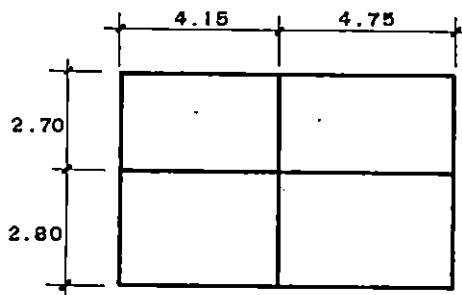
CONSTRUCCIONES TIPO ANALIZADAS

FIG. III-1

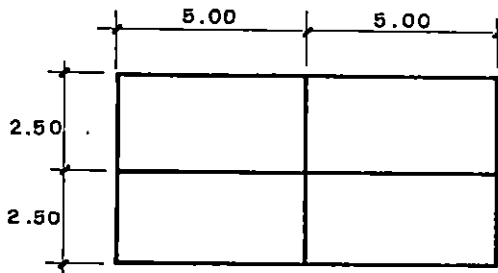
T I P O
4.00 x 6.00



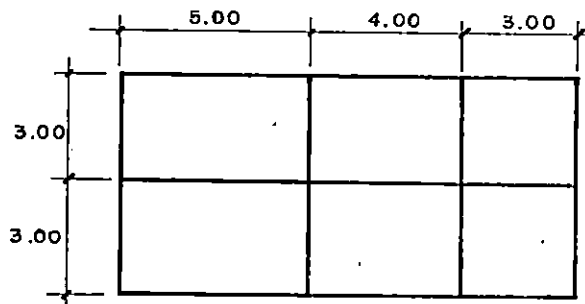
T I P O
5.50 x 8.90



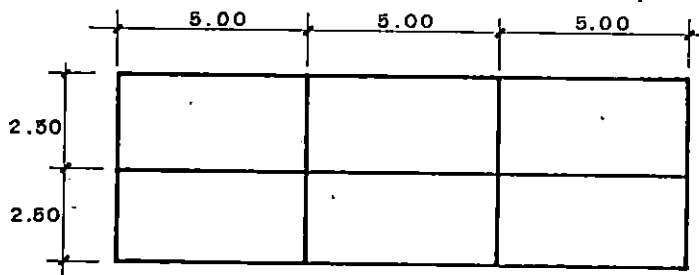
T I P O
5.00 x 10.00



T I P O
6.00 x 12.00



T I P O
5.00 x 15.00



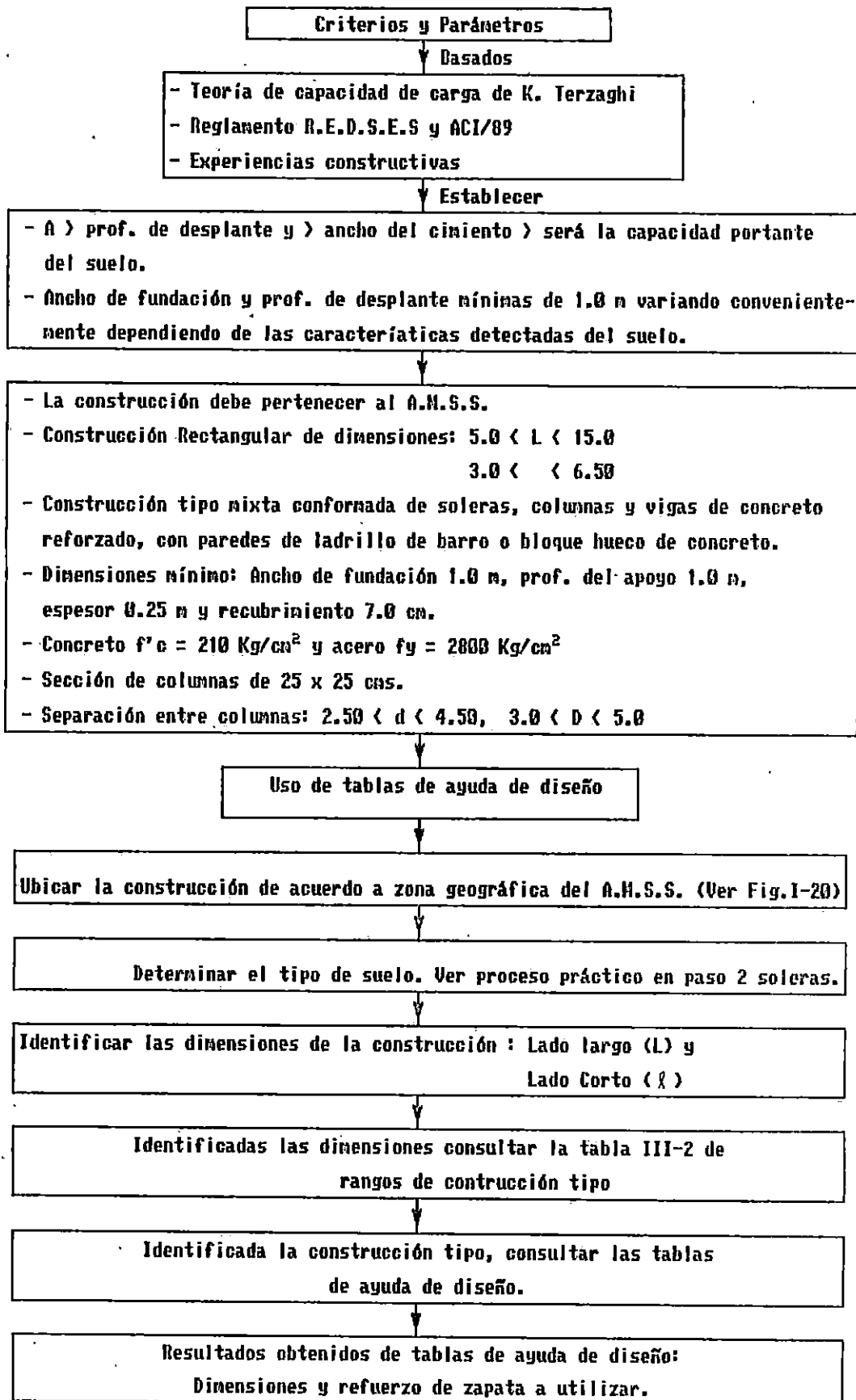
USO DE TABLAS.

Para comprender el uso de las tablas, se expone un ejemplo práctico describiendo el proceso para llegar al dimensionado y detallado del refuerzo, como sigue:

- 1.- Ubicar la construcción de acuerdo a la zona geográfica del A.M.S.S. (Ver fig. I-20).
- 2.- Determinar qué tipo de suelo existe en el área proyectada a construir.
- 3.- Identificar las dimensiones de la construcción.
- 4.- Identificar las dimensiones de la construcción, consultar la tabla III-2 de construcciones tipo.
- 5.- Establecer la construcción tipo, consultar las tablas correspondientes al diseño de zapatas de la construcción tipo seleccionada.

ESQUENA III-2

Guía para el uso de la Tabla y factores para la realización del diseño de Zapatas.



EJEMPLO PRACTICO.

- 1- Ubicación de la construcción: Municipio de San Marcos, consultando Fig. I-20, corresponderá a la zona II.

- 2- Determinar el tipo de suelo:
Para ello ver el proceso del literal 2 del ejemplo práctico de diseño de solera.

- 3- Identificar dimensiones del área a construir:
Dimensiones de la construcción 5.50 mt x 8.40 mt.
Lado corto $\lambda = 5.50$ mt.
Lado largo $L = 8.40$ mt.

- 4- Habiendo determinado λ y L se consulta la tabla III-2 y se determinan las dimensiones de la construcción. Estas se encuentran en el rango S-II de la construcción Tipo de 5.50 mt. x 8.90 mt.

- 5- Consultar tablas de construcción Tipo de 5.50 mt x 8.90 mt. de la zona II, con un tipo de suelo Limo-Arenoso (ML), en las cuales aparece el diseño de zapatas centrada, de colindancia centrada y esquinera.
Estas son las zapatas recomendadas para el área de construcción.

TABLA III-2

Rangos de construcciones tipo

RANGO	RANGO DE DIMENSIONES		CONSTRUCCION TIPO
	Lado Corto λ	Lado Largo L	
S-I	3.00 - 4.50	5.00 - 7.00	4.00 - 6.00
S-II	5.50 - 6.00	8.00 - 9.00	5.50 - 8.90
S-III	5.00 - 5.50	9.50 - 10.50	5.00 - 10.00
S-IV	5.00 - 6.50	11.00 - 13.00	6.00 - 12.00
S-V	5.00 - 5.50	14.00 - 15.00	5.00 - 15.00

Nota : Las distancias D y d entre columnas deben ser.

Lado Corto: $2.50 \text{ mt} < d < 4.50 \text{ mt}$.

Lado Largo: $3.00 \text{ mt} < D < 5.00 \text{ mt}$.

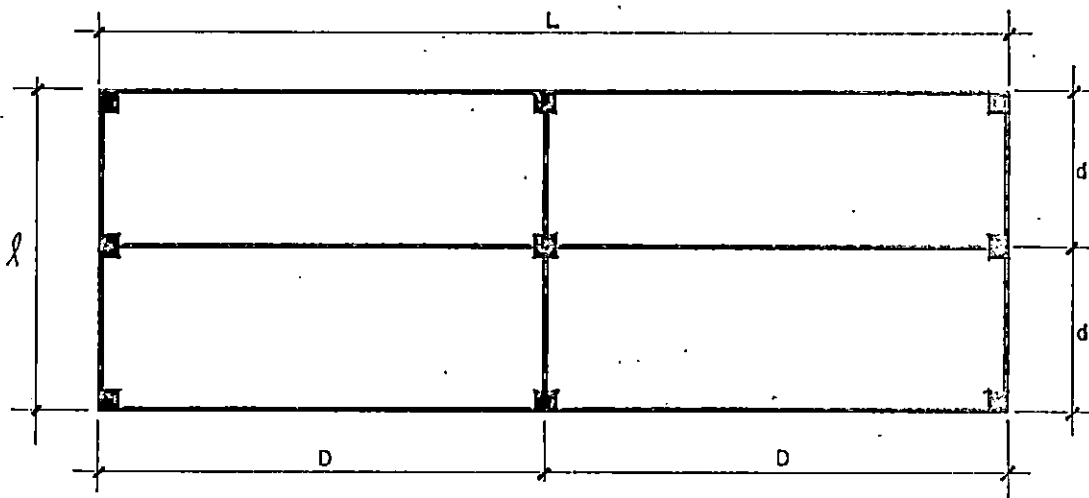
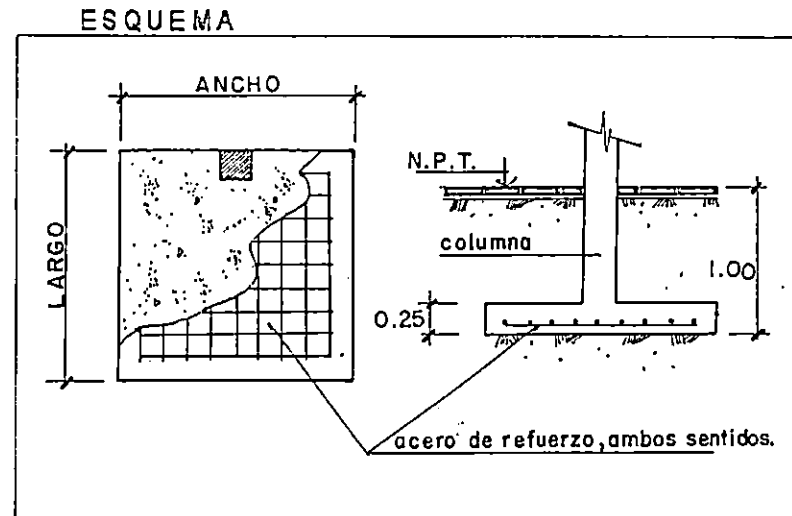


Fig. III-2. *Esquema del espaciamiento entre columnas en las construcciones tipo.*

TABLA III-3

CONSTRUCCION TIPO : 4.00 X 6.00
TIPO DE ZAPATA : COLINDANTE CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 7.43 \text{ Ton}$, $M_x = 2.52 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 0.89 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.



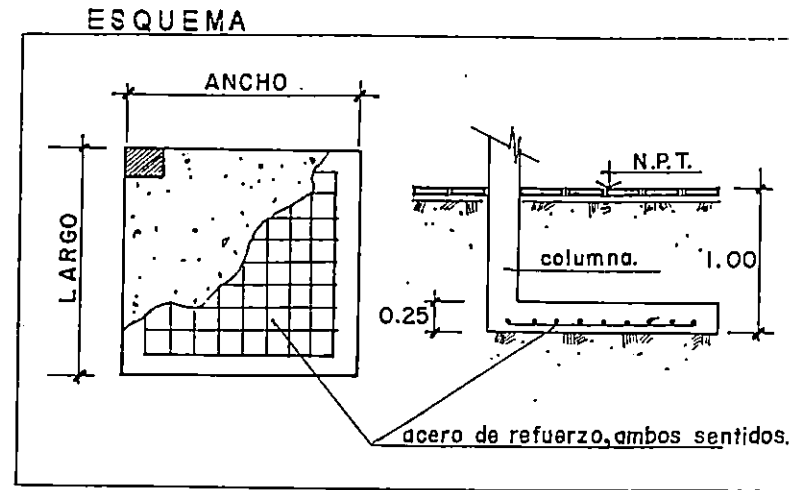
ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	9.0	16.0	25.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.50	1.50	0.25	9.0	16.0	25.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.20	1.20	0.25	10.5	19.0	29.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.20	1.20	0.25	10.5	19.0	29.5	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	9.0	16.0	25.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.30	1.30	0.25	9.5	17.0	27.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	9.0	16.0	25.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.40	1.40	0.25	9.0	16.5	26.0	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-4

CONSTRUCCION TIPO : 4.00 X 6.00
TIPO DE ZAPATA : ESQUINERA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 6.47 \text{ Ton}$, $M_x = 2.49 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 0.88 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.



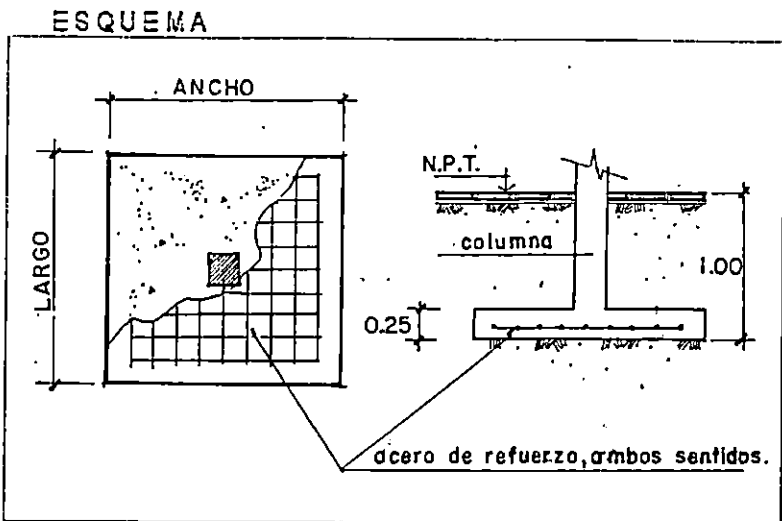
ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPEJOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.40	1.40	0.25	10.0	20.0	33.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.40	1.40	0.25	12.0	21.0	33.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.10	1.10	0.25	15.5	28.0	43.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.10	1.10	0.25	15.5	28.0	43.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.40	1.40	0.25	12.0	21.0	33.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.20	1.20	0.25	14.0	25.0	33.5	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.40	1.40	0.25	12.0	21.0	33.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.30	1.30	0.25	12.5	22.5	35.5	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-5

CONSTRUCCION TIPO : 5.50 X 8.90
TIPO DE ZAPATA : CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : P= 10.82 Ton, Mx= 2.29 Ton-mts,
 My= 1.66 Ton-mts
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : Fc = 210 Kg/cm²
ACERO : Fy = 2,800 Kg/cm²
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPEJOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.20	1.20	0.25	18.5	33.0	51.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.20	1.20	0.25	18.5	33.0	51.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.00	1.00	0.25	19.5	34.5	54.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.00	1.00	0.25	19.5	34.5	54.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.20	1.20	0.25	18.0	33.0	51.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.00	1.00	0.25	19.5	35.0	54.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.20	1.20	0.25	18.0	33.0	51.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.10	1.10	0.25	19.0	33.5	52.5	Sin mejorar el suelo (b)

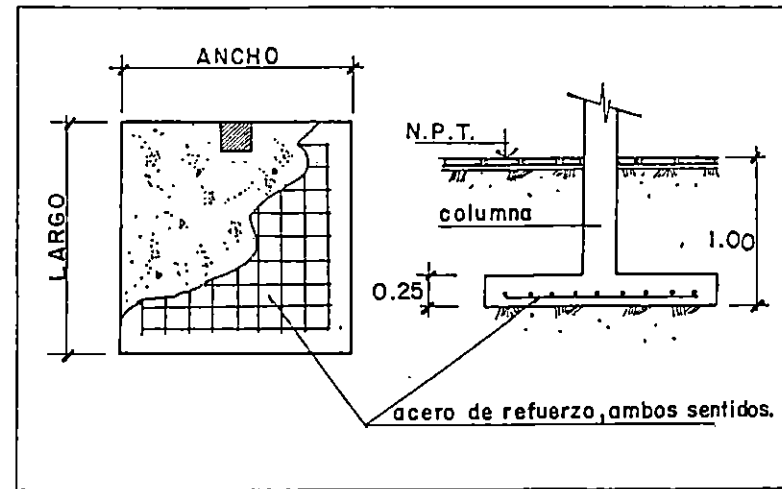
* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-6

CONSTRUCCION TIPO : 5.50 X 8.90
TIPO DE ZAPATA : COLINDANTE CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : P= 6.15 Ton, Mx= 2.30 Ton-mts,
 My= 1.66 Ton-mts
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : Fc = 210 Kg/cm²
ACERO : Fy = 2,800 Kg/cm²
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	10.5	18.5	29.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.50	1.50	0.25	10.0	18.5	29.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.30	1.30	0.25	13.5	24.0	38.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.30	1.30	0.25	14.5	26.0	40.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	10.5	19.0	29.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.40	1.40	0.25	11.0	20.0	31.5	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	10.5	19.0	29.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.50	1.50	0.25	10.5	19.0	29.5	Sin mejorar el suelo (b)

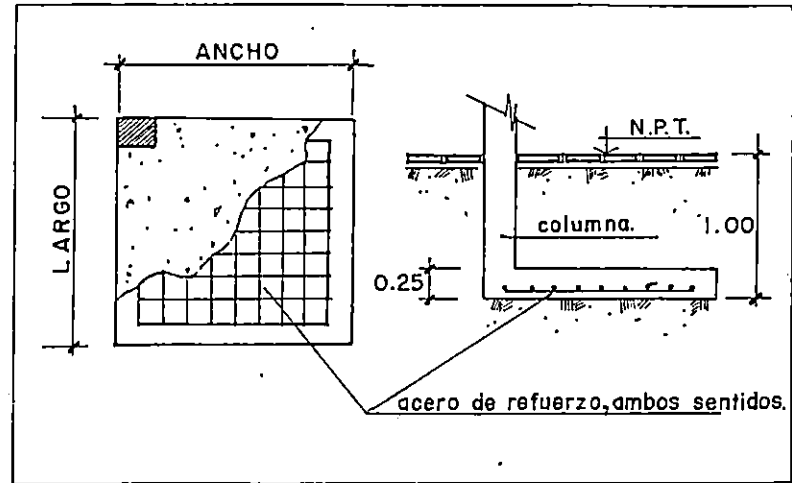
* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-7

CONSTRUCCION TIPO : 5.50 X 8.90
TIPO DE ZAPATA : ESQUINERA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 7.48 \text{ Ton}$, $M_x = 1.95 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 1.60 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	14.5	23.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	15.0	23.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.40	1.40	0.25	9.5	17.0	26.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.40	1.40	0.25	9.5	17.0	26.5	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	15.0	23.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.40	1.40	0.25	9.5	17.0	26.5	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.50	1.60	0.25	8.0	15.0	23.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.50	1.50	0.25	8.5	15.5	24.0	Sin mejorar el suelo (b)

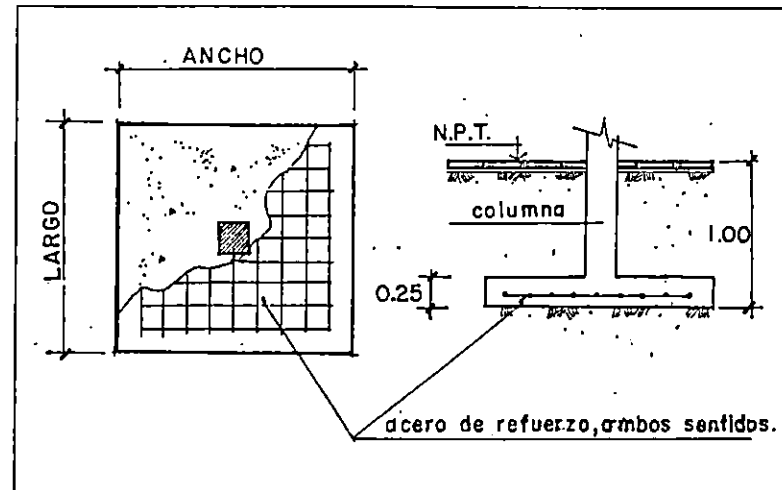
* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-8

CONSTRUCCION TIPO : 5.00 X 10.00
TIPO DE ZAPATA : CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : P= 15.72 Ton, Mx= 1.23 Ton-mts,
 My= 2.05 Ton-mts
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : Fc = 210 Kg/cm²
ACERO : Fy = 2,800 Kg/cm²
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (E)	LARGO (L)	ESPEJOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.40	1.40	0.25	13.5	24.5	38.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.40	1.40	0.25	14.0	24.5	38.5	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.10	1.10	0.25	15.0	26.5	41.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.10	1.10	0.25	15.0	26.5	41.5	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.40	1.40	0.25	13.5	24.5	38.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.20	1.20	0.25	14.5	26.0	40.5	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.40	1.40	0.25	13.5	24.5	38.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.30	1.30	0.25	14.0	25.0	39.0	Sin mejorar el suelo (b)

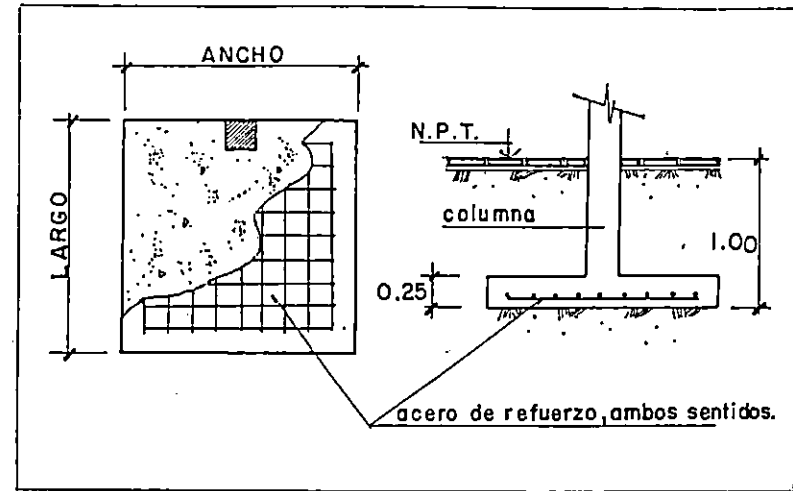
* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-9

CONSTRUCCION TIPO : 5.00 X 10.00
TIPO DE ZAPATA : COLINDANTE CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 11.29 \text{ Ton}$, $M_x = 1.18 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 2.04 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



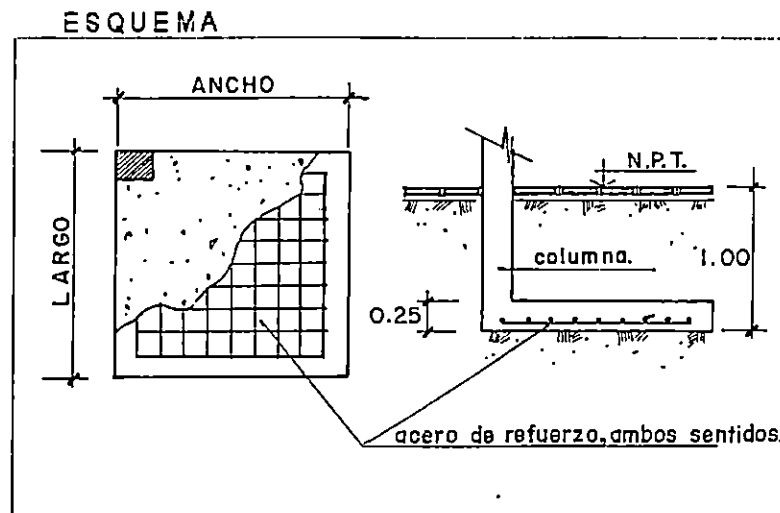
ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.80	1.80	0.25	6.0	11.0	17.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.90	1.90	0.25	6.0	11.0	17.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.60	1.60	0.25	6.5	11.5	18.00	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.60	1.60	0.25	6.5	11.5	18.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.80	1.80	0.25	6.5	11.5	18.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.60	1.60	0.25	6.5	11.5	18.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.80	1.80	0.25	6.5	11.5	18.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.70	1.70	0.25	6.0	11.0	17.5	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-10

CONSTRUCCION TIPO : 5.00 X 10.00
TIPO DE ZAPATA : ESQUINERA
CARGAS DE DISEÑO : $P=7.21$ Ton, $M_x=1.18$ Ton-mts,
 $M_y=1.61$ Ton-mts
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c=210$ Kg/cm²
ACERO : $F_y=2,800$ Kg/cm²
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.



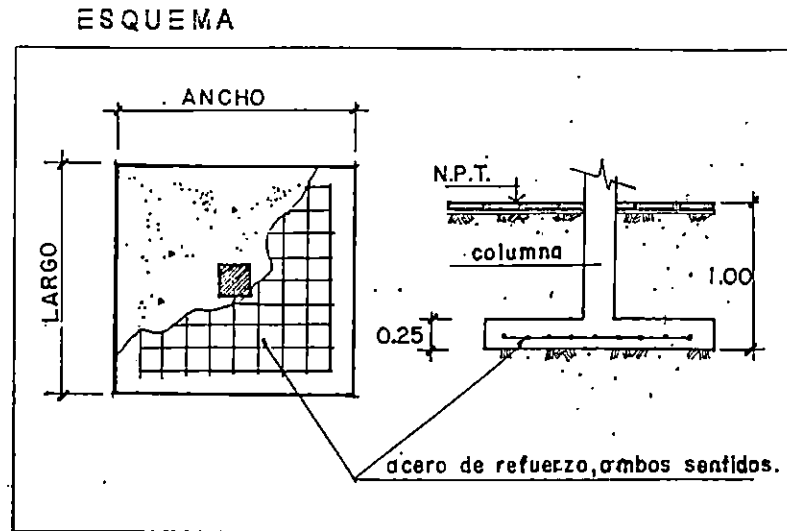
ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	14.5	23.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	14.5	22.5	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.50	1.50	0.25	8.5	15.5	24.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.40	1.40	0.25	9.0	16.5	25.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	15.0	23.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.40	1.40	0.25	9.5	16.5	25.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.60	1.60	0.25	8.0	15.0	23.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.50	1.50	0.25	8.5	15.0	24.0	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-11

CONSTRUCCION TIPO : 6.00 X 12.00
TIPO DE ZAPATA : CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 11.21 \text{ Ton}$, $M_x = 1.45 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 1.40 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPELOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.30	1.30	0.25	19.5	35.0	55.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.30	1.30	0.25	19.5	35.0	55.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.30	1.30	0.25	19.5	35.0	54.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.30	1.30	0.25	19.5	35.1	54.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.20	1.20	0.25	20.0	35.0	55.5	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos

(a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)

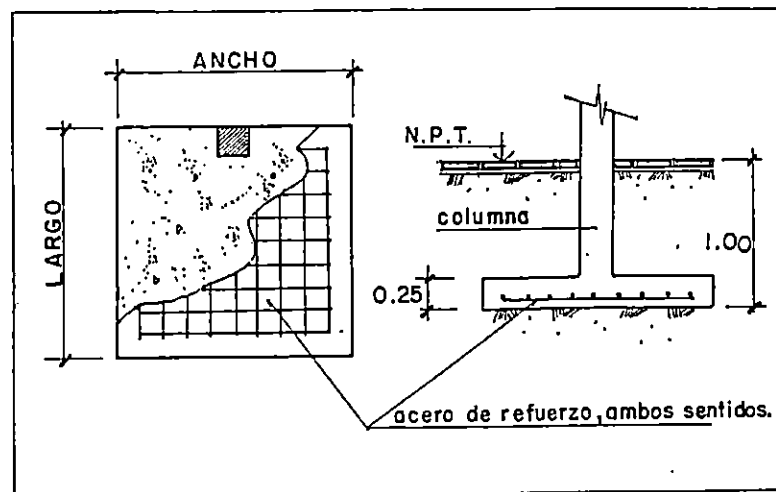
(b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-12

CONSTRUCCION TIPO : 6.00 X 12.00
TIPO DE ZAPATA : COLINDANTE CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 8.30 \text{ Ton}$, $M_x = 1.41 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 1.40 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPELOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.10	1.10	0.25	13.0	23.5	37.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.10	1.10	0.25	13.0	23.5	37.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.00	1.00	0.25	13.5	24.5	38.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.00	1.00	0.25	13.5	24.5	38.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.10	1.10	0.25	13.0	23.5	37.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.00	1.00	0.25	13.5	24.5	38.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.10	1.10	0.25	13.0	23.5	37.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.00	1.00	0.25	13.5	24.5	38.0	Sin mejorar el suelo (b)

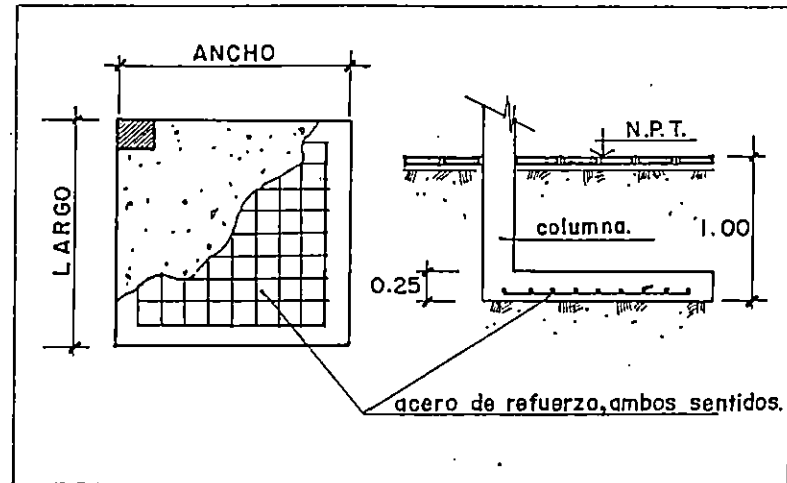
* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-13

CONSTRUCCION TIPO : 6.00 X 12.00
TIPO DE ZAPATA : ESQUINERA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 5.48 \text{ Ton}$, $M_x = 1.41 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 1.4 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



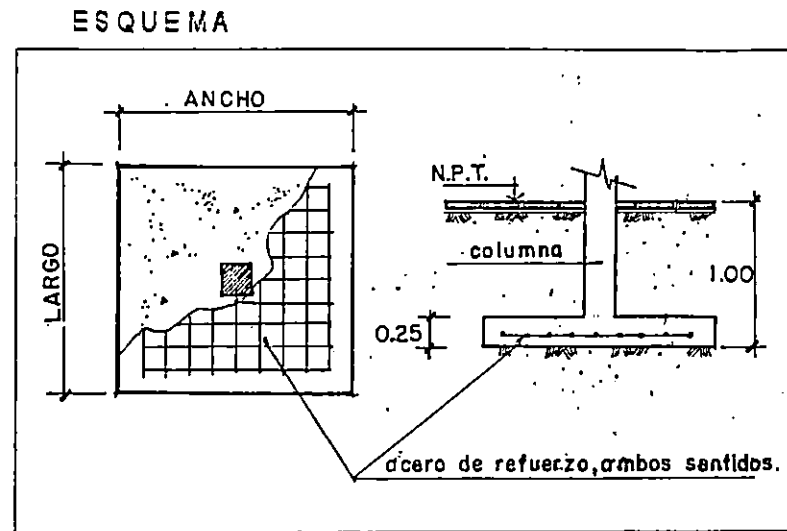
ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.00	1.00	0.25	16.5	29.5	45.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.00	1.00	0.25	16.5	29.5	46.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.00	1.00	0.25	16.0	29.0	45.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.00	1.00	0.25	16.5	29.0	45.5	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.00	1.00	0.25	16.5	29.0	45.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.00	1.00	0.25	16.5	29.5	46.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.00	1.00	0.25	16.5	29.0	45.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.00	1.00	0.25	16.5	29.0	45.5	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI 89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-14

CONSTRUCCION TIPO : 5.00 X 15.00
TIPO DE ZAPATA : CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 9.61 \text{ Ton}$, $M_x = 1.41 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 1.60 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.10	1.10	0.25	21.0	37.5	59.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.10	1.10	0.25	21.0	37.5	59.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.10	1.10	0.25	21.0	37.5	59.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.10	1.10	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.00	1.00	0.25	21.0	37.5	59.0	Sin mejorar el suelo (b)

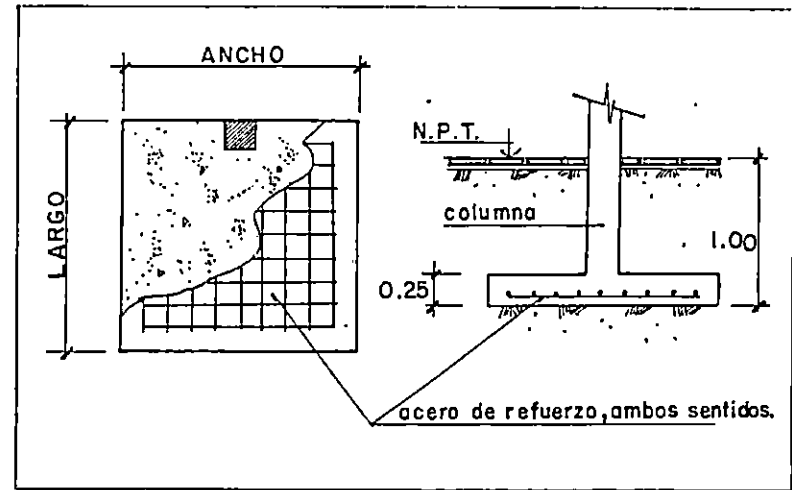
* Espaciamento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-15

CONSTRUCCION TIPO : 5.00 X 15.00
TIPO DE ZAPATA : COLINDANTE CENTRADA
CARGAS DE DISEÑO : $P = 10.19 \text{ Ton}$, $M_x = 1.35 \text{ Ton-mts}$,
 $M_y = 1.57 \text{ Ton-mts}$
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO : $F_y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPELOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.70	1.70	0.25	7.0	13.0	20.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.70	1.70	0.25	7.0	13.0	20.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.40	1.40	0.25	8.0	14.5	23.0	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.40	1.40	0.25	8.0	15.0	23.0	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.70	1.70	0.25	7.5	13.0	20.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.50	1.50	0.25	7.5	13.5	21.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.70	1.70	0.25	7.5	13.0	20.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.60	1.60	0.25	7.5	13.0	20.5	Sin mejorar el suelo (b)

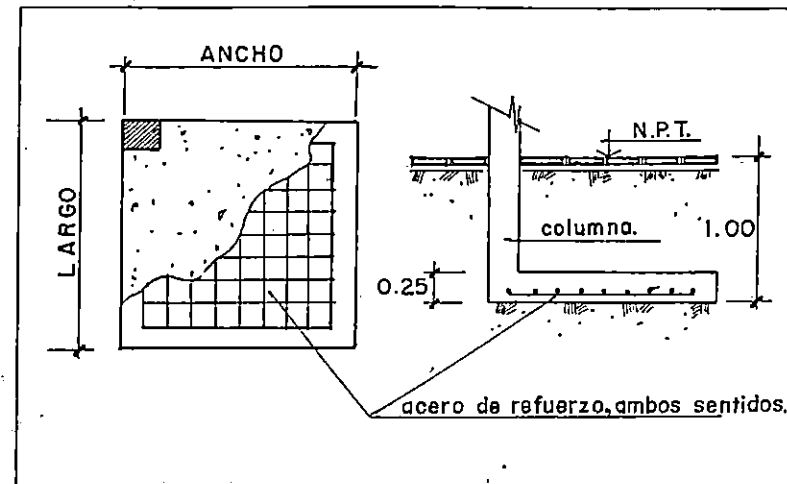
* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI/89 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

TABLA III-16

CONSTRUCCION TIPO : 5.00 X 15.00
TIPO DE ZAPATA : ESQUINERA
CARGAS DE DISEÑO : P= 5.44 Ton, Mx= 1.35 Ton-mts,
 My= 1.86 Ton-mts
NIVEL DE DESPLANTE : 1.00 mts.
CONCRETO : Fc = 210 Kg/cm²
ACERO : Fy = 2,800 Kg/cm²
DIMENSION DE COLUMNA : 0.25 mts. x 0.25 mts.

ESQUEMA



ZONA GEOG. PARA q	TIPO DE SUELO	q adm. Kg/cm ²	DIMENSIONES (mts)			ALTERNATIVAS DE REFUERZO *			OBSERVACIONES
			ANCHO (B)	LARGO (L)	ESPESOR (e)	3/8"	1/2"	5/8"	
I	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	11.5	20.5	32.0	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.00	1.50	1.50	0.25	11.5	20.5	32.0	Mejorar el suelo (a)
II	ML	1.70	1.40	1.40	0.25	13.0	23.5	35.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.70	1.40	1.40	0.25	13.5	24.0	37.5	Sin mejorar el suelo (b)
III	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	11.5	21.0	32.5	Mejorar el suelo (a)
	SM	1.50	1.40	1.40	0.25	14.0	25.0	39.0	Sin mejorar el suelo (b)
IV	ML	1.00	1.50	1.50	0.25	11.5	21.0	32.5	Sin mejorar el suelo (b)
	SM	1.20	1.50	1.50	0.25	11.5	21.0	32.5	Sin mejorar el suelo (b)

* Espaciamiento entre el refuerzo en cm. en ambos sentidos
 (a) Utilizar 0.50 m. de espesor de suelo compactado (suelo del lugar)
 (b) Utilizar el suelo en su estado natural

Nota: El ACI, 1989 recomienda como separación máxima del acero de refuerzo, 45 cms.

MUROS.

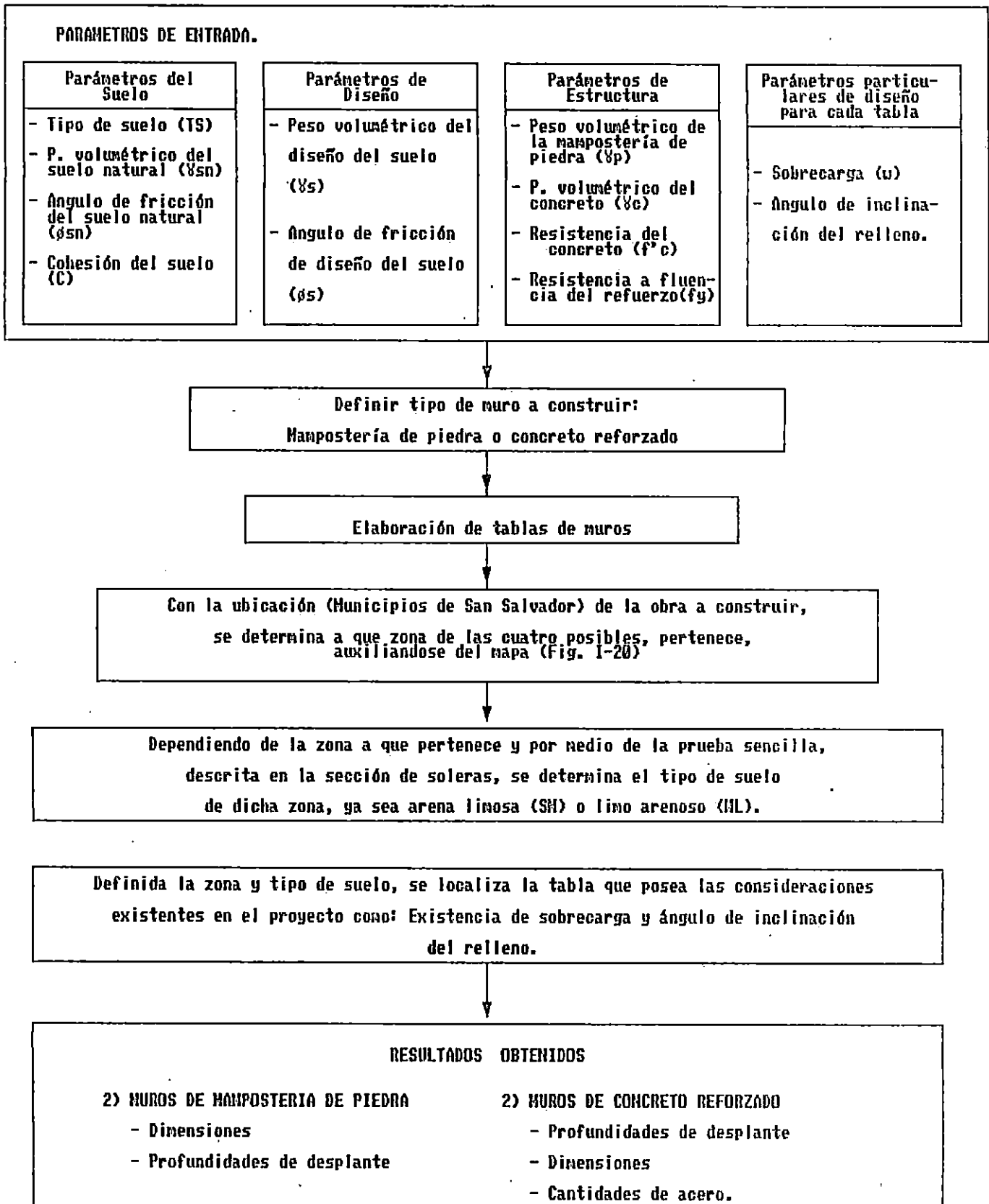
En esta sección se presentan las tablas auxiliares o de ayudas para el diseño de muros convencionales que deban proyectarse en las distintas zonas del Area Metropolitana de San Salvador. Se proponen valores para las distintas dimensiones: Corona, base, profundidad de desplante, etc. Las cuales son obtenidas de acuerdo a los procedimientos ilustrados en los ejemplos tipos del Capítulo II, donde se ha considerado un factor de seguridad igual a $F.S. = 1.2$.

En las tablas se presentan los distintos modelos, que el proyectista debe adaptar a su situación a resolver. Estos son los más generalizados y las formas de los muros son las típicas en nuestro medio.

Para facilitar el uso de estas tablas casi en forma rutinaria se presenta un esquema general de guía de uso tomando en cuenta los factores que intervienen en su elaboración. Luego se presenta en forma detallada e ilustrativa todas las observaciones y consideraciones hechas en el cálculo de los muros y finalizando con un ejemplo sencillo del uso de las tablas.

ESQUEMA III-3

Guía para uso de tablas y factores para la realización del Diseño de Muros.



CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL CALCULO DE LOS MUROS PRESENTADOS EN LAS TABLAS DE MUROS.

- 1- La altura de los muros (H_o) se ha tomado en un rango de 2.00 mts. a 6.00 mts. Para los muros de mampostería de piedra la altura (H_o) se va incrementando a cada 0.50 mts. y para los muros de concreto reforzado la altura (H_o) hace a cada 1.00 m (Fig. III-3).

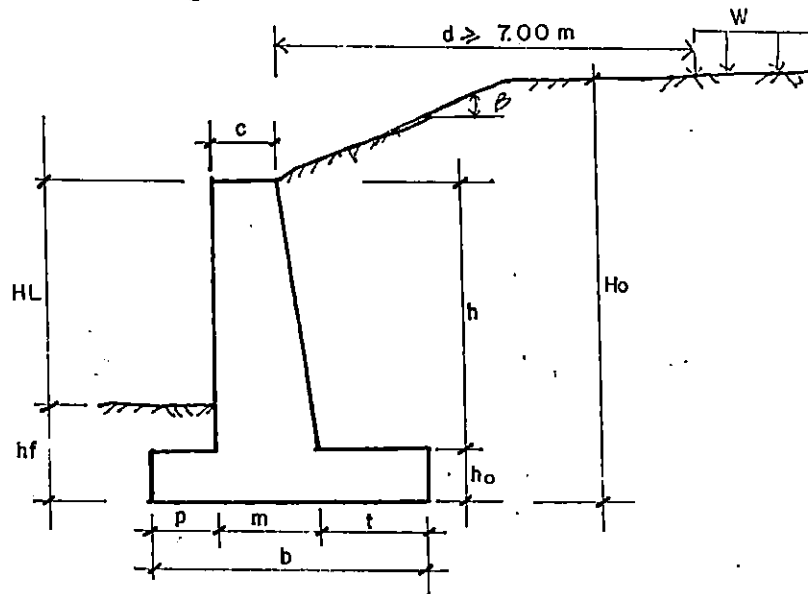
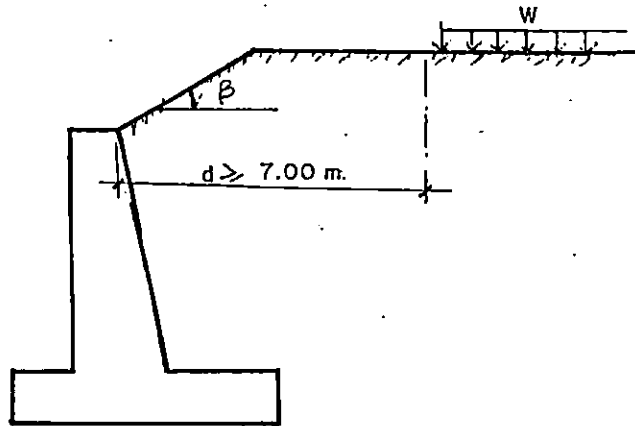


Fig. III-3

- 2- En los muros que se proyectan con sobrecarga (w) y esta sobrecarga esté alejada a más de 7.00 m de la corona del muro, se considerará para efecto de análisis, sin sobrecarga. (Fig. III-4).



No se considera sobrecarga para $d \geq 7 \text{ mts.}$

Fig. III-4

3- En los cálculos, la sobrecarga (w) tiene un valor de $w = 1 \text{ ton/m}^2$, que aproximadamente es la provocada por viviendas de una planta.

En caso de tener una sobrecarga mayor que $w = 1 \text{ Ton/m}^2$, la distancia de la corona del muro a la sobrecarga, obligatoriamente tendrá que ser mayor de siete metros. (Fig. III-5).

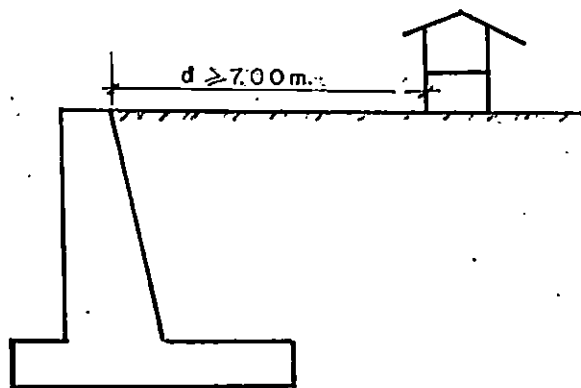


Fig. III-5

- 4- Las tablas de muros de mampostería de piedra se presentan para distintos ángulos de inclinación (β) en el relleno, dichos valores son: 0° , 10° , 20° y 30° . Mientras que en los de concreto reforzado, según los cálculos se observó que no hay variación en las dimensiones, al variar el ángulo de inclinación en el relleno, por lo tanto, las tablas de los muros de concreto reforzado son para ángulos entre 0° y 30° . El talud se vuelve horizontal a partir de dos metros de la corona. (Fig. III-6).

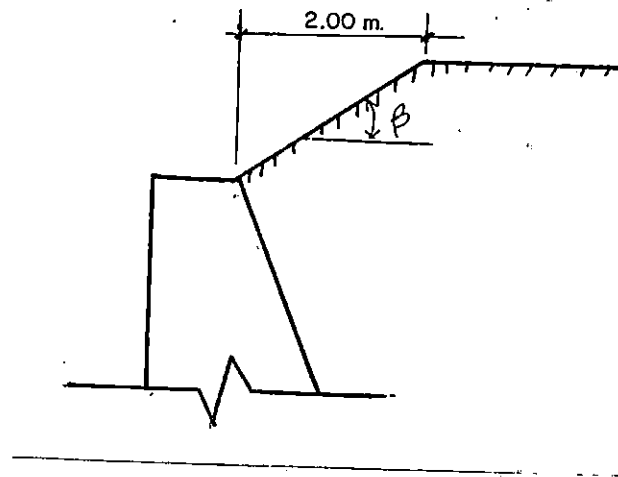


Fig. III-6

- 5- En los cálculos, el valor del peso volumétrico de la mampostería de piedra (γ_P) es igual a $\gamma_P = 2.3 \text{ Ton/m}^3$ y el peso volumétrico del concreto (γ_C) es igual a $\gamma_C = 2.4 \text{ Ton/m}^3$.

USO DE TABLAS DE MUROS DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA.

GENERALIDADES.

El tamaño y dimensiones de un muro de mampostería de piedra depende del peso volumétrico del material (γ_P), tipo de suelo, sobrecarga, etc., que están relacionadas con la estabilidad del muro, capacidad soportante del suelo y la no falla del muro como estructura.

La forma geométrica más general de este tipo de muros es trapezoidal. En las tablas se presentan dos de estas formas:

- a) Muro de una sección trapezoidal, utilizado en una altura de 2 mts. a 4.5 mts, con parámetro interior inclinado y parámetro exterior vertical (Fig. III-7).

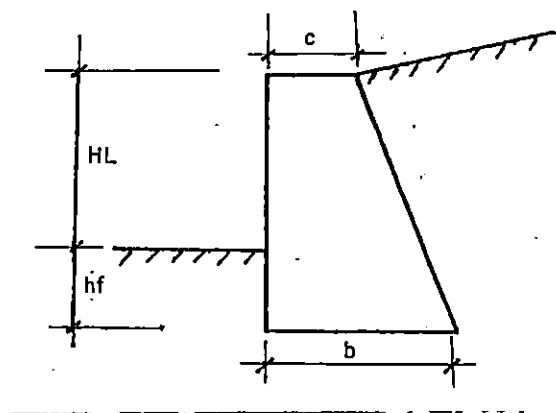


Fig. III-7

- b) Muro de dos secciones, utilizado en una altura de 5.0 a 6.0 mts, con la sección de retención en forma trapezoidal y la sección de base rectangular. (Fig. III-8).

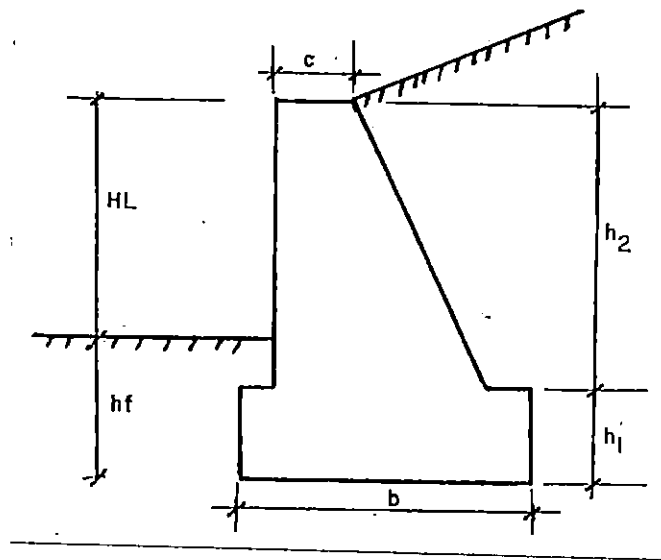


Fig. III-8

USO DE TABLAS.

- 1- Con el mapa del Area Metropolitana de San Salvador (Fig. I-20), se ubica la zona donde se construirá el muro. Las tablas se dividen en las cuatro zonas; en las referencias de cada tabla se indica a que zona pertenece y ubicandonos en la zona, se determinará (por una prueba (descrita en la sección de solera pág. 268) el tipo de suelo, ya sea arena limosa (SM) o limo arenoso (ML).

- 2- Para la zona encontrada y definido el tipo de suelo, se ubican las tablas que correspondan con sobrecarga (w) o sin sobrecarga según la situación a considerar.

Para cada zona y tipo de suelo están las tablas que consideran sobrecarga y las que no la consideran.

- 3- Estando en el sub-grupo de tablas con sobrecarga o sin sobrecarga, se localiza la tabla que corresponda al ángulo del relleno (β) proyectado.

- 4- Finalmente con la tabla correspondiente a las tres citas anteriores y conociendo de antemano la altura necesaria a salvar, se busca en la primera columna la altura libre (HL) que se aproxime a la altura a salvar y con ese valor se determinan las dimensiones y profundidad de desplante del muro que solventará la situación, dichos valores se encuentran a la derecha de la columna (HL).

Ejemplo N^o 1: Encontrar las dimensiones de un muro de retención que mantenga la diferencia de nivel mostrado en la Fig. III-9, ubicado en Cuscatancingo.

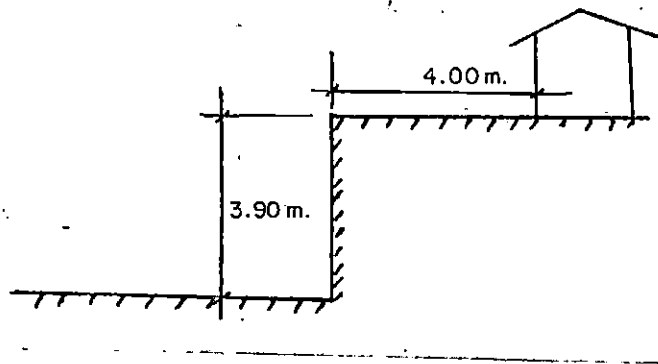


Fig. III-9

De acuerdo al uso de tablas:

- 1- Zona a que pertenece cuscatancingo: Municipio N^o 4 pertenece a la Zona III y según la prueba descrita en el ejemplo de soleras el suelo es: Arena limosa. Las tablas para esta cita se encuentran entre la Tabla III-36 y Tabla III-43).
- 2- Nos ubicamos en las tablas que consideran sobrecarga (w), ya que la distancia entre el muro a realizar y la sobrecarga es menor de 7.00 mts.
- 3- Luego, localizamos la tabla que tenga un ángulo de relleno (β) igual a 0° , por ser el relleno horizontal. Esta situación pertenece a la tabla III-36.

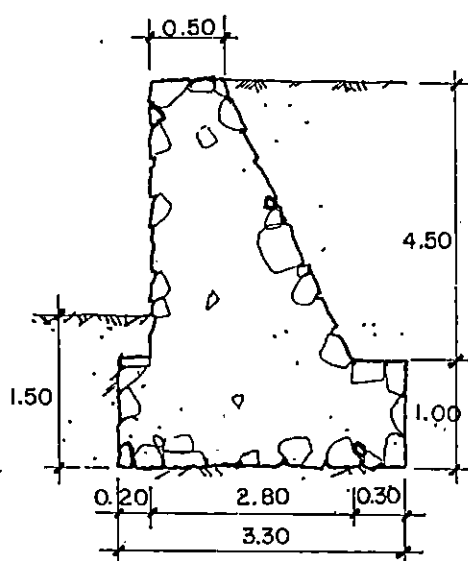
4- La altura a salvar: 3.90 mts.

Altura libre (HL) que cubre dicha altura = 4.00 mts.

Altura de muro requerido para dicha altura libre = 5.50 mts.

A la derecha de la columna de altura libre se encuentran las dimensiones restantes.

En la Fig. III-10 se muestran dichas dimensiones:



Profundidad de desplante

(h_f) = 1.5 mts.

Base del muro (b) = 3.30 m.

Corona del muro (c) = 0.50 m.

Puntera del muro (P) = 0.20 m.

Unión base-respaldo (m) = 2.80 m

Talón del muro (t) = 0.30 m.

Altura de base (h_1) = 1.00 m.

Altura del respaldo (h_2) = 4.50 m

Fig. III-10

USO DE TABLAS DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO

GENERALIDADES.

Los parámetros utilizados en el cálculo de los muros de concreto reforzado son iguales a los de muros de mampostería de piedra, descritos con anterioridad. La forma geométrica utilizada en las tablas es en "T" invertida; además de describir las dimensiones de los muros, se describen las cantidades de acero y su espaciamento. Para todos los muros la resistencia a la compresión del concreto es igual a $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y la resistencia a la fluencia del acero es $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

En la Fig. III-11 se muestran los datos de un muro de concreto reforzado. El recubrimiento para todos los aceros es igual a 7.5 cms.

REFUERZO DEL MURO

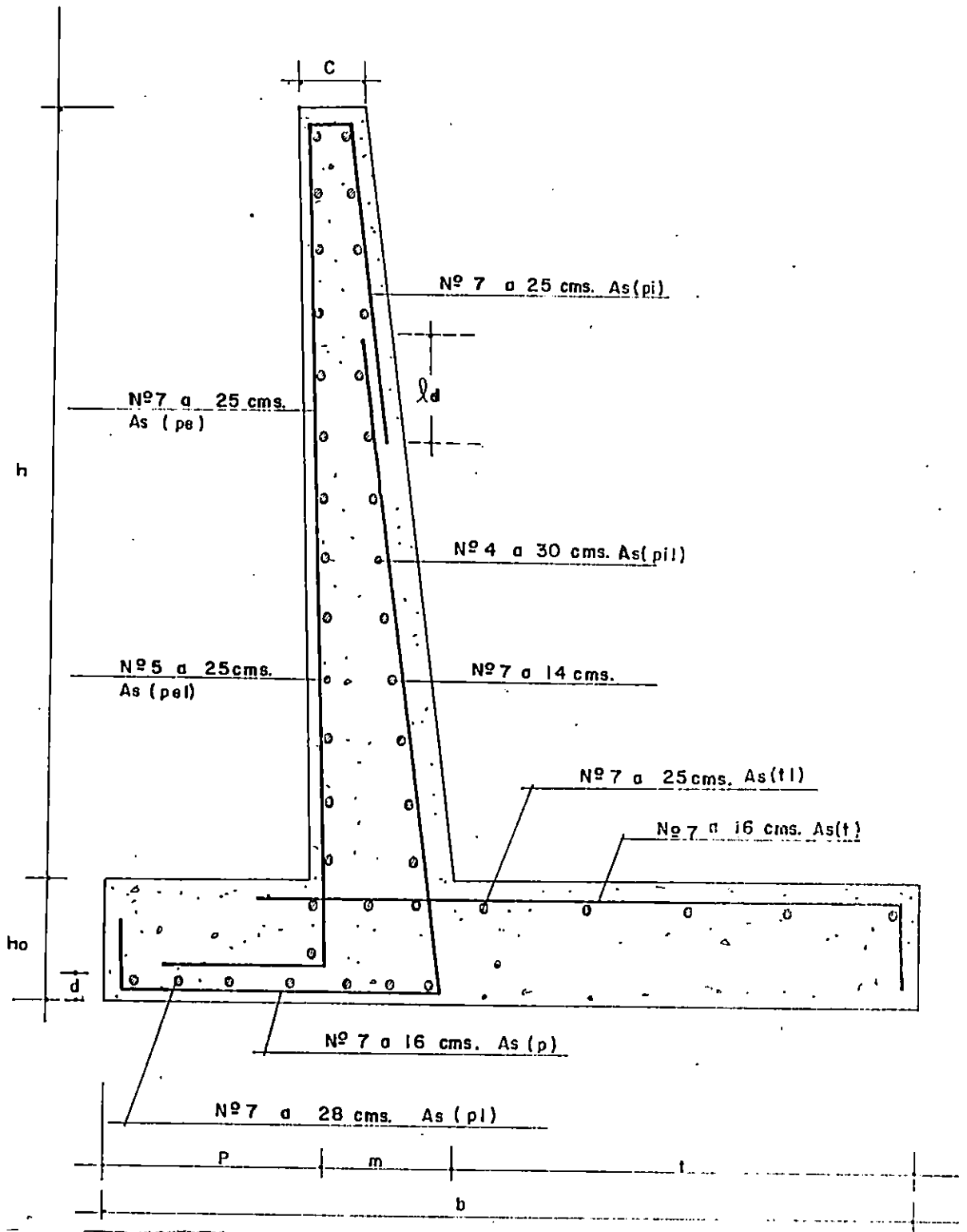


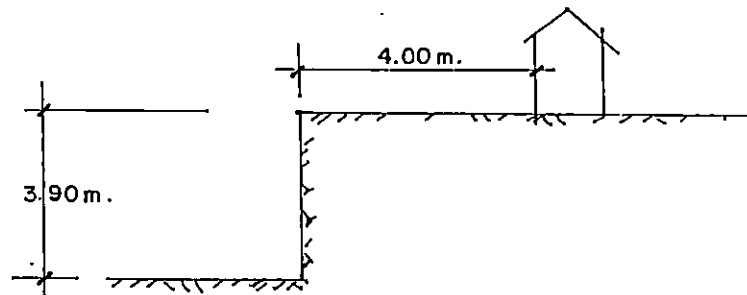
Fig. III-11

USO DE TABLAS.

- 1- Con el mapa del Area Metropolitana de San Salvador (fig. I-20), se ubica la zona donde se construirá el muro. Las tablas se dividen en las cuatro zonas; como se describió en los muros de mampostería de piedra.
- 2- Para la zona encontrada y definido el tipo de suelo, se ubican las tablas que corresponden con sobrecarga (w) o sin sobrecarga según la situación a considerar.
- 3- Respecto al ángulo de inclinación del relleno (β), la misma tabla funciona para ángulos hasta de 30° , lo cual está indicado en cada tabla.
- 4- Finalmente con la tabla correspondiente a lo citado anteriormente y conociendo de antemano la altura necesaria a salvar, se busca en la primera columna de la tabla superior, la altura libre (HL) que se aproxime a la altura a salvar y con ese valor se determinan las dimensiones y profundidad de desplante del muro. Luego, en la tabla inferior se describen las cantidades de acero para cada muro correspondiente.

En el Anexo 1 se dan los valores de longitudes de desarrollo (L_d) para cada varilla.

Ejemplo Nº 2: Resolver el ejemplo Nº 1 para un muro de concreto reforzado.



De acuerdo al uso de tablas:

- 1- Cuscatancingo pertenece a zona III y según la prueba es arena limosa.

Las tablas para esta cita se encuentran entre las tablas III- 68 y tablas III-69.

- 2- Al considerar sobrecarga, nos ubicamos en la tabla III-68

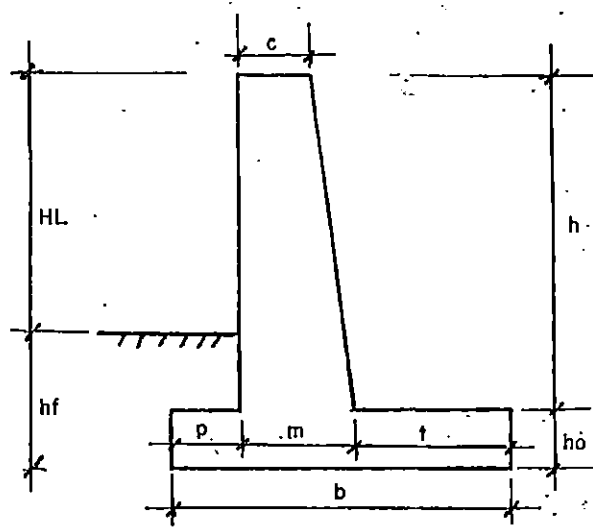
- 3- La tabla III-68 es útil para ángulos de inclinación del relleno (β) de 0° a 30° .

- 4- La altura a salvar: 3.90 mts.

Altura libre (HL) que cubre dicha altura = 4.00 mts.

Altura de muro requerido para dicha altura libre = 6.0 m.

A la derecha de la columna de altura libre se encuentran las dimensiones restantes y en la tabla inferior describe las cantidades de acero para un muro de altura $H_o = 6.00$ m. (Fig. III-12).



Profundidad del desplante
 (h_f) = 1.70 mts.
 Base del muro (b) = 3.80 m
 Altura de respaldo (h) = 5.40 m.
 Altura de base (h_0) = 0.60 m
 Corona del muro (C) = 0.45 m
 Puntera del muro (P) = 1.10 m
 Unión base-respaldo (m) = 0.70 m.
 Talón del muro (t) = 2.0 m.

Fig. III-12

Las cantidades de acero serán:

Acero de refuerzo en la puntera $A_{s(P)} = 1" @ 15 \text{ cms.}$

Acero de refuerzo longitudinal en la puntera $A_{s(PL)} = 7/8" @ 15 \text{ cms.}$

Acero de refuerzo en el talón $A_{s(t)} = 1" @ 15 \text{ cms.}$

Acero de refuerzo longitudinal en el talón $A_{s(tL)} = 7/8" @ 15 \text{ cms.}$

Acero de refuerzo de pantalla externa $A_{s(Pe)} = 7/8" @ 30 \text{ cm}$

Acero de refuerzo longitudinal de pantalla externa $A_{s(PeL)} = 7/8" @ 30 \text{ cms.}$

Acero de refuerzo de pantalla interna $A_{s(Pi)} = 7/8" @ 20 \text{ cm.}$

Acero de refuerzo longitudinal de pantalla interna $A_{s(PiL)} = 7/8" @ 20 \text{ cms.}$

RELLENO DE MUROS DE RETENCION.

El relleno es fundamental en el comportamiento del conjunto suelo-estructura. Se exige que el relleno de un muro de retención que se coloque después de construido se disponga en capas horizontales o con ligera pendiente descendiente a partir del muro y hacia el interior del relleno. La compactación de los rellenos aumenta la resistencia al esfuerzo cortante, disminuye así la presión de tierra y hace disminuir también la posibilidad de asentamiento, por otra parte, hará descender la permeabilidad. Un relleno no compactado se asentará tras el muro y afectará la dirección y la magnitud del empuje de tierras.

La compactación (puede traer efectos contradictorios), por eso es necesario la suficiente compactación del relleno a fin de preveer que no se asienta por su peso propio o cualquier otro efecto, pero a la vez teniendo en cuenta el evitar que se desarrollen presiones laterales que incrementen los empujes de tierras.

En la compactación se considera aceptable un espesor de capa del orden de 20 o 30 cms. (suelta), aunque muchas veces se usan capas más delgadas de unos 10 cms con el fin de facilitar la compactación.

REQUERIMIENTOS GENERALES PARA LA PROTECCION DE MUROS DE RETENCION.

El drenaje de los muros de retención se debe considerar una precaución obligada, ya que las teorías clásicas de empujes de tierras no incluyen ningún efecto de la presión del agua acumulada en el relleno.

Se deberá proporcionar salidas al agua que se acumule en el relleno a través del muro, dichas salidas consisten, generalmente en tubos que atraviesan la estructura, de diámetro suficiente para garantizar que no queden obstruidos.

Los tubos se disponen en hileras paralelas en todo el frente del muro; el espaciamiento vertical y horizontal no deberá exceder de 1.20 mts.

En la Fig. III-13 se presentan esquemas de disposición de drenaje de tubos de salida con material granular a la entrada de cada uno de los tubos que atraviesan el frente del muro. En este caso, es necesario proteger o impermeabilizar la zona frente al muro, del agua que vierten los tubos de salida y que cae sobre la base del muro.

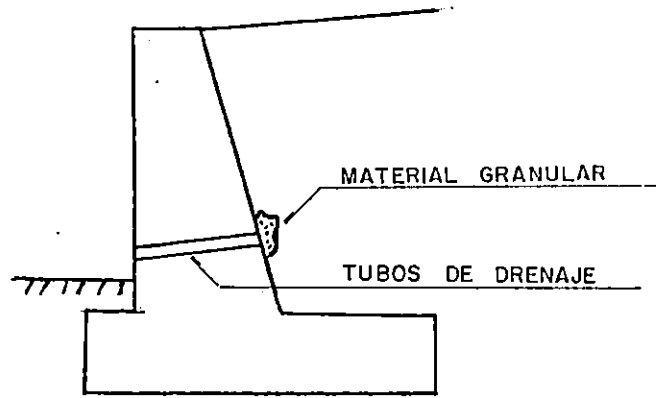


Fig. III-13. *Tubos de salida con bolsones de material granular muy permeable.*

TABLAS DE MUROS DE
MAMPOSTERIA DE PIEDRA

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° I

TIPO DE SUELO SM Y ML

TABLA III-17

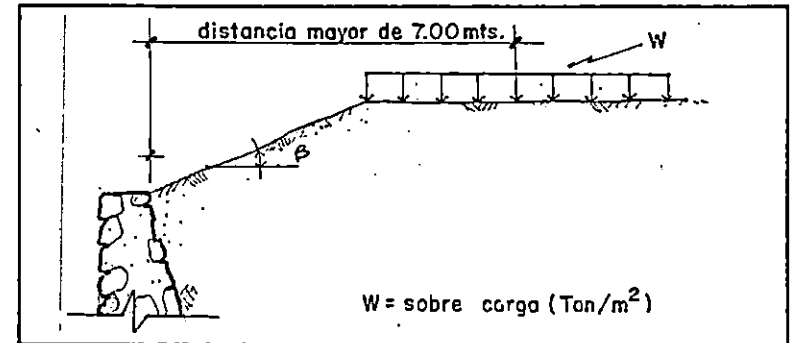
Zona Geografica: I

Tipo de Suelo: SM y ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): no

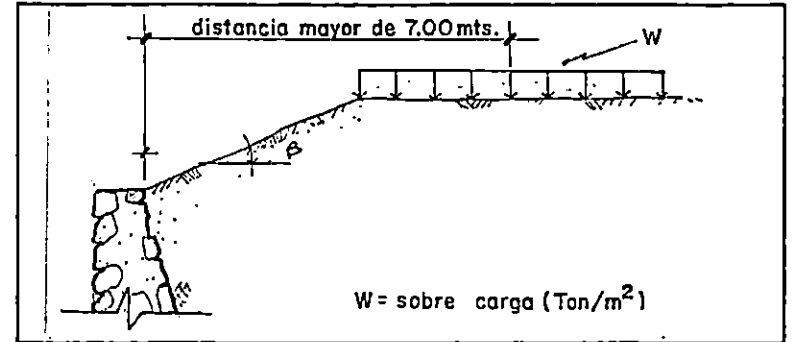


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno y suelo de cimentación
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,70	0,40	--	--	--	--	--	
	2,30	3,50	1,20	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,30	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,30	6,00	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-18

Zona Geografica: I
 Tipo de Suelo: SM y ML
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°
 Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno y suelo de cimentación
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,70	0,40	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,30	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-19

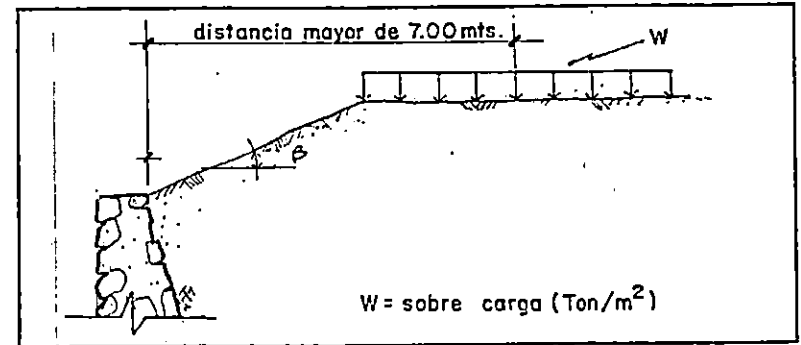
Zona Geografica: I

Tipo de Suelo: SM y ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno y suelo de cimentacion
	1,40	2,50	1,10	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	1,80	3,00	1,20	1,70	0,40	--	--	--	--	--	
	2,00	3,50	1,50	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,50	4,00	1,50	2,30	0,50	--	--	--	--	--	
	2,90	4,50	1,60	2,70	0,50	--	--	--	--	--	
	3,30	5,00	1,70	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,30	0,60	0,20	2,60	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,60	0,60	0,20	3,20	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

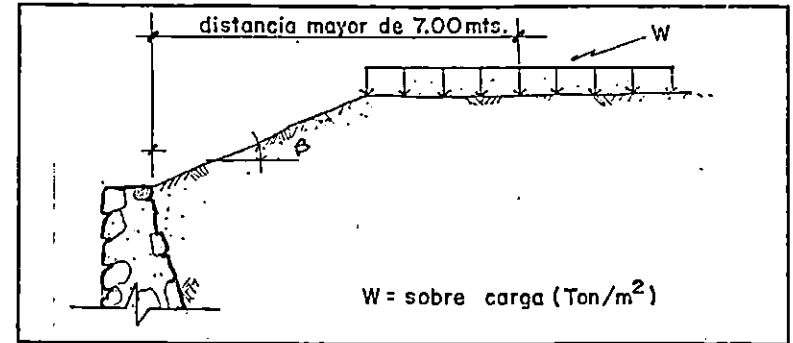
TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° II

TIPO DE SUELO SM

TABLA III-20

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°
 Sobrecarga (w): si

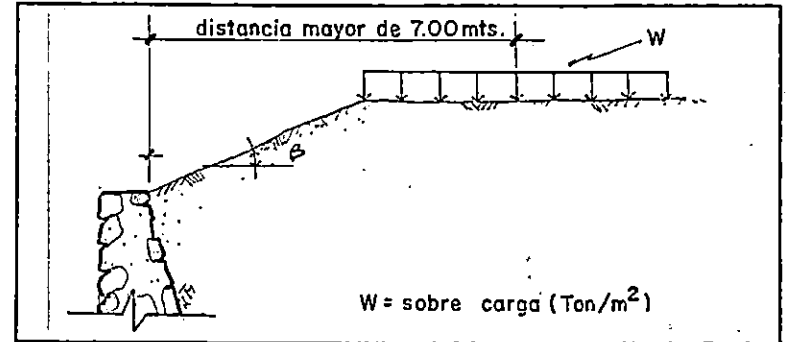


FORMA GEOMETRICA	HL	H0	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,10	2,70	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,30	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-21

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclacion del Relleno (β): 10°
 Sobrecarga (w): si

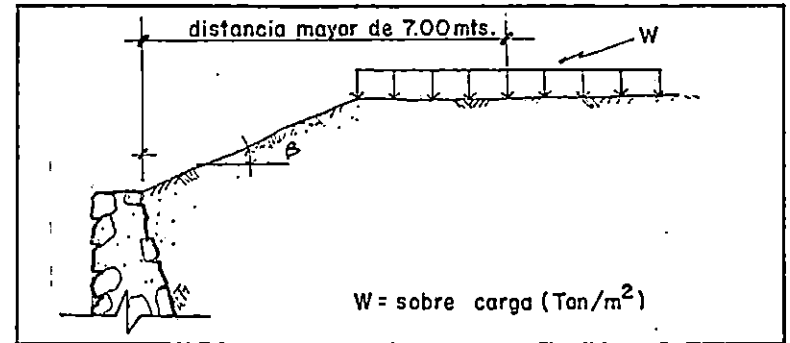


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,80	4,00	1,20	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,20	4,50	1,30	2,70	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-22

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 20°
 Sobrecarga (w): si

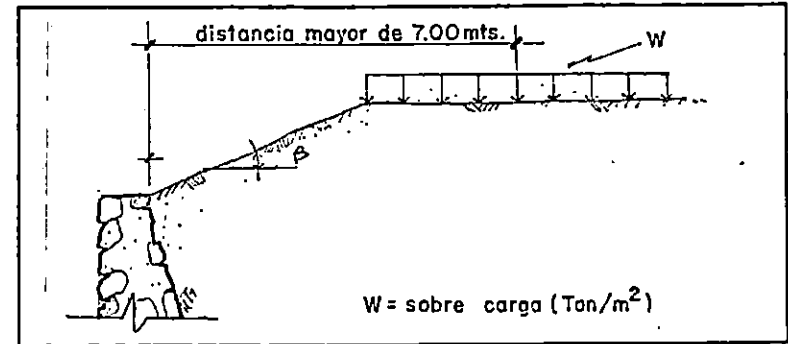


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	4,00	5,00	1,50	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,30	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,50	
	4,30	6,00	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-23

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 30°
 Sobrecarga (w): si

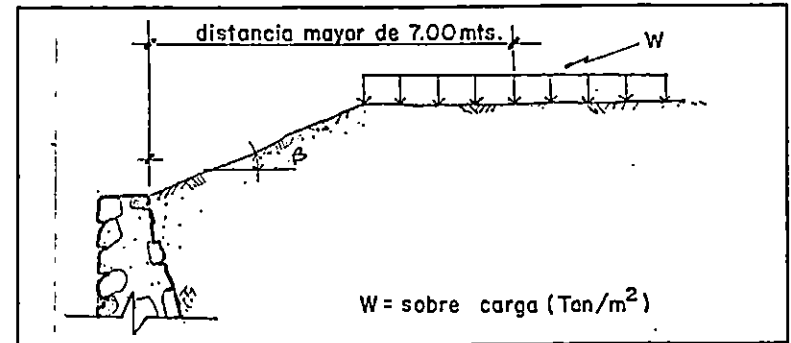


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,20	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,30	2,50	1,20	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	1,70	3,00	1,30	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,10	3,50	1,40	3,30	0,40	--	--	--	--	--	
	2,50	4,00	1,50	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	3,00	0,50	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,40	0,60	0,20	2,60	0,30	1,20	3,80	
	3,50	5,50	1,70	3,60	0,60	0,20	3,30	0,30	1,40	4,10	
	4,20	6,00	1,60	4,00	0,60	0,20	3,50	0,30	1,40	4,60	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-24

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 0°
 Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	2,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,60	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-25

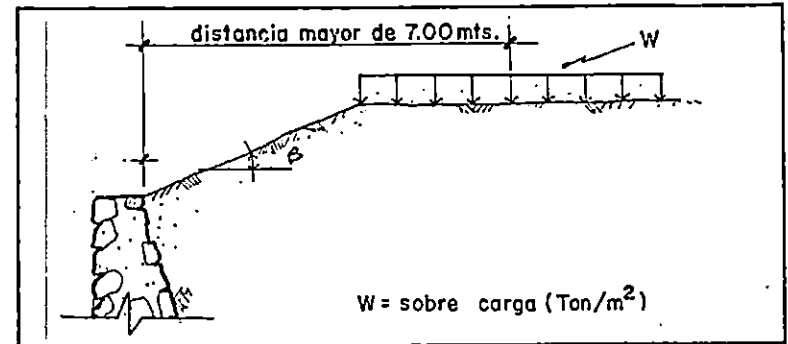
Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (γ_p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): no

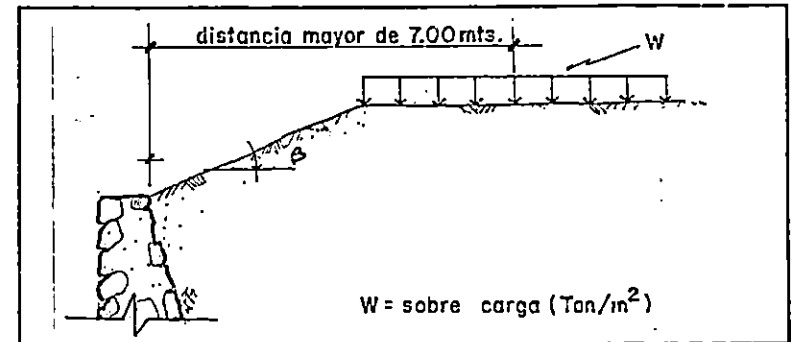


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--		
	3,70	5,00	1,30	2,60	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,50	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-26

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (δp): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 20°
 Sobrecarga (w): no

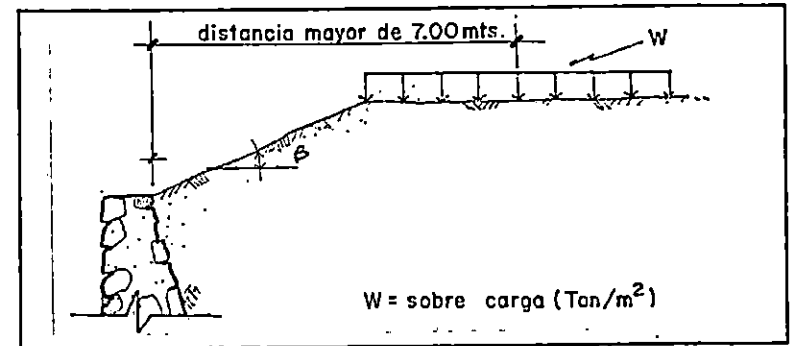


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--		
	3,70	5,00	1,30	2,60	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-27

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (ρ): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 30°
 Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,30	0,30	--	--	--	--	--	
	2,80	3,00	1,20	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,50	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,50	0,30	1,20	4,60	

* Todas las dimensiones en metros.

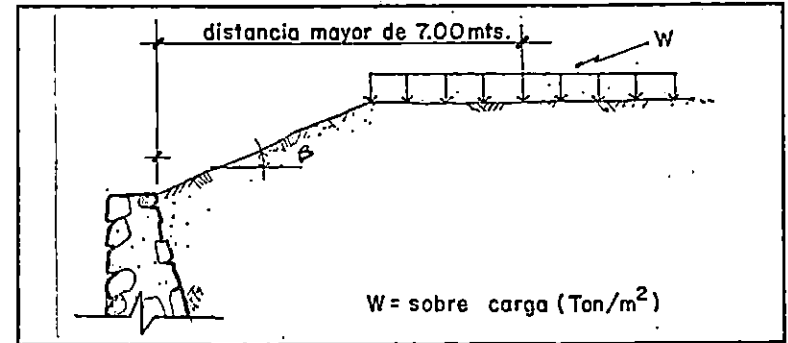
TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° II

TIPO DE SUELO ML

TABLA III-28

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: ML
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 0°
 Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,10	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,80	4,00	1,20	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	5,00	1,40	3,20	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,30	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-29

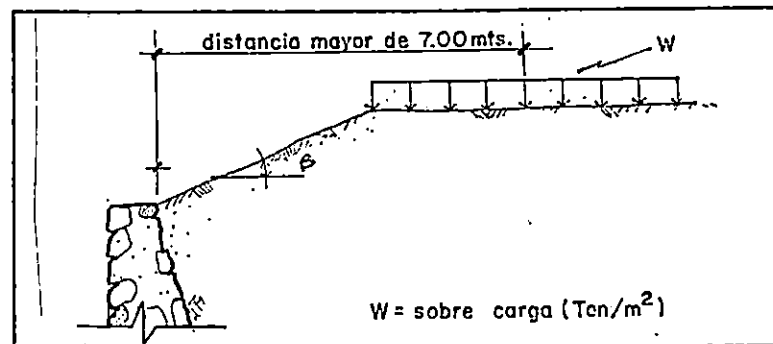
Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,10	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,30	3,50	1,20	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,20	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,80	0,50	0,20	3,30	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-30

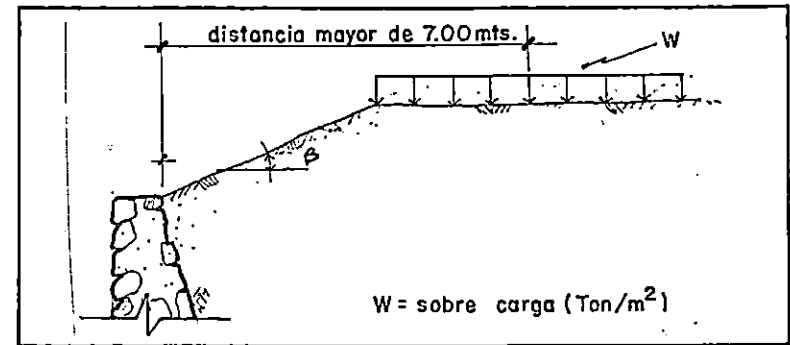
Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,20	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,40	2,50	1,10	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,80	3,00	1,20	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	3,00	0,40	--	--	--	--	--	
	3,50	5,00	1,50	3,30	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,80	3,90	0,60	0,20	3,30	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-31

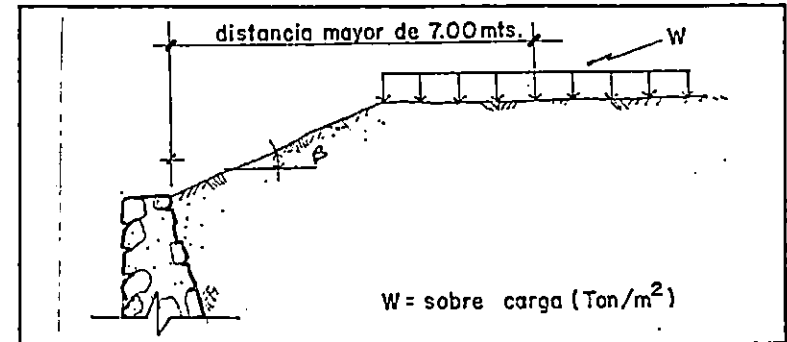
Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra { p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): si

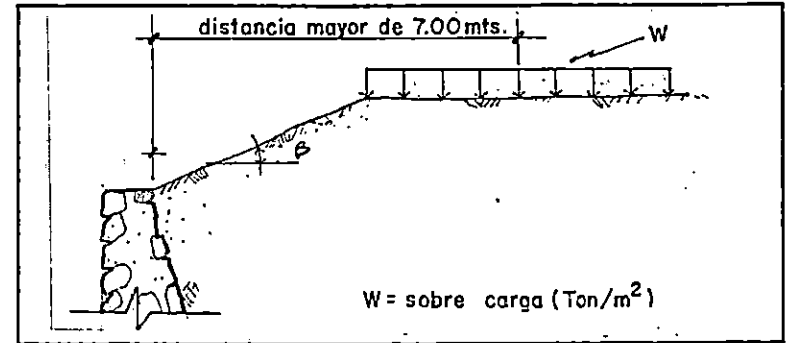


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	0,90	2,00	1,10	1,30	0,40	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,20	2,50	1,30	1,60	0,40	--	--	--	--	--	
	1,60	3,00	1,40	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	1,90	3,50	1,60	2,30	0,40	--	--	--	--	--	
	2,30	4,00	1,70	2,70	0,50	--	--	--	--	--	
	2,80	4,50	1,70	3,10	0,50	--	--	--	--	--	
	3,20	5,00	1,80	3,30	0,60	0,20	2,80	0,30	1,20	3,80	
		5,50									
		6,00									

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-32

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: ML
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°
 Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	H ₀	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,20	2,00	0,80	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,10	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,90	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,10	5,50	1,40	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,50	6,00	1,50	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-33

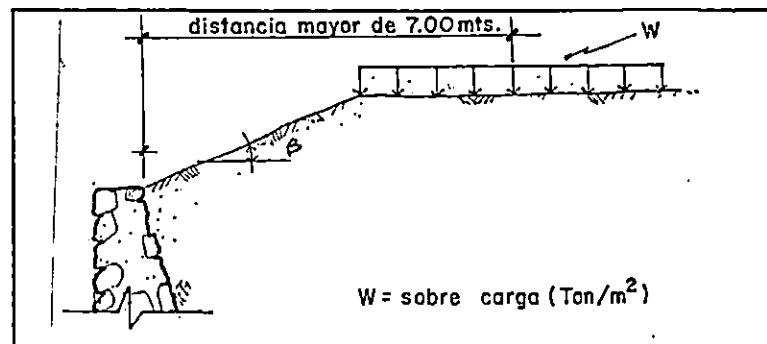
Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): no

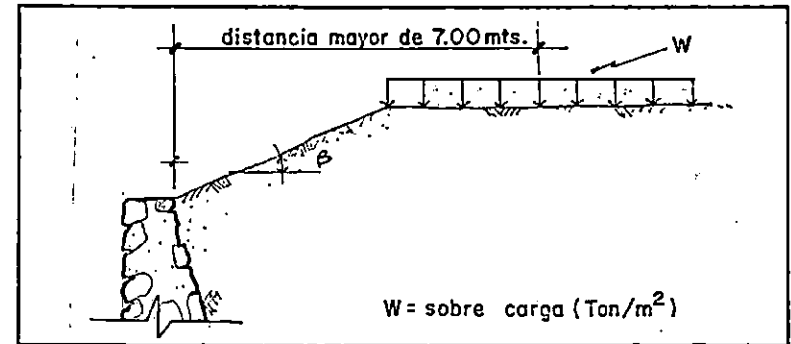


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,20	2,00	0,80	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,30	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,80	4,00	1,20	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	2,90	0,50	0,20	2,40	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,20	0,50	2,70	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,50	0,50	3,00	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-34

Zona Geografica: II
 Tipo de Suelo: ML
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 20°
 Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,20	2,00	0,80	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,70	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,20	4,50	1,30	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,20	0,50	2,70	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,60	0,50	3,00	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-35

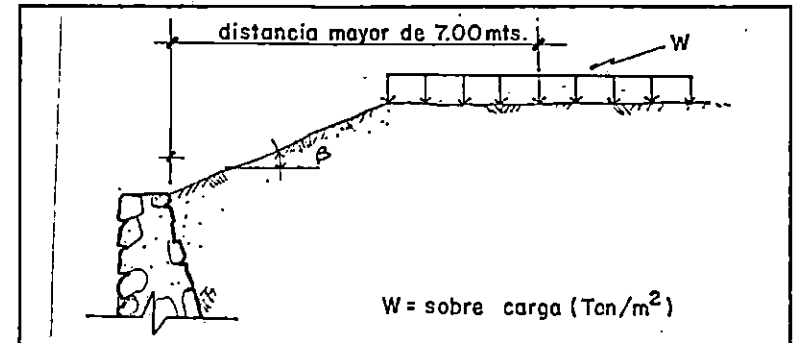
Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,40	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,40	--	--	--	--	--	
	1,70	3,00	1,30	1,60	0,40	--	--	--	--	--	
	2,10	3,50	1,40	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,50	4,00	1,50	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	2,80	0,50	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,70	5,50	1,60	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	4,50	
		6,00									

* Todas las dimensiones en metros.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° III

TIPO DE SUELO SM

TABLA III-36

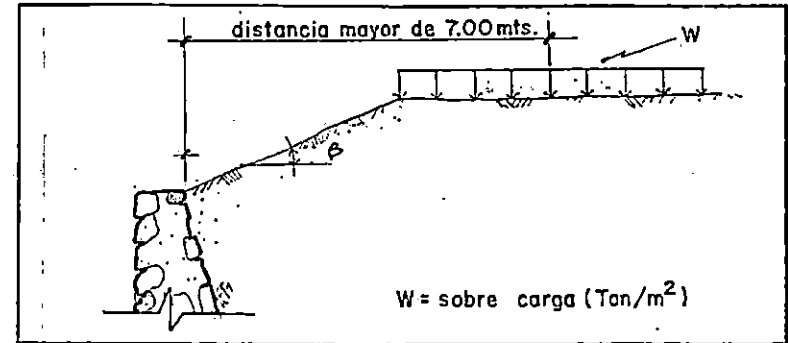
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): si

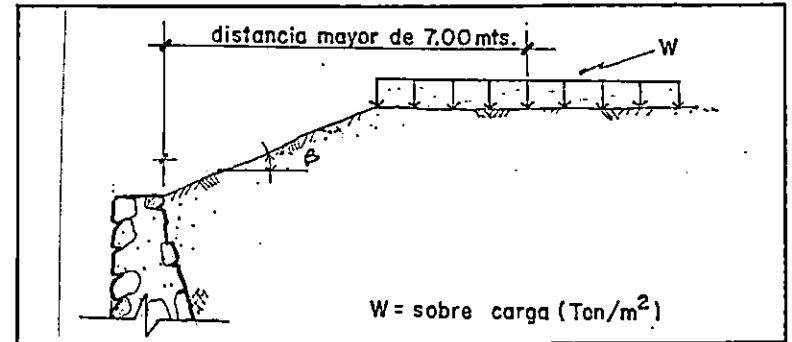


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
3,30	4,50	1,10	2,70	0,40	--	--	--	--	--		
	3,70	5,00	1,30	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,30	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-37

Zona Geografica: III
 Tipo de Suelo: SM
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclination del Relleno (β): 10°
 Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,80	4,00	1,20	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,20	4,50	1,30	2,70	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-38

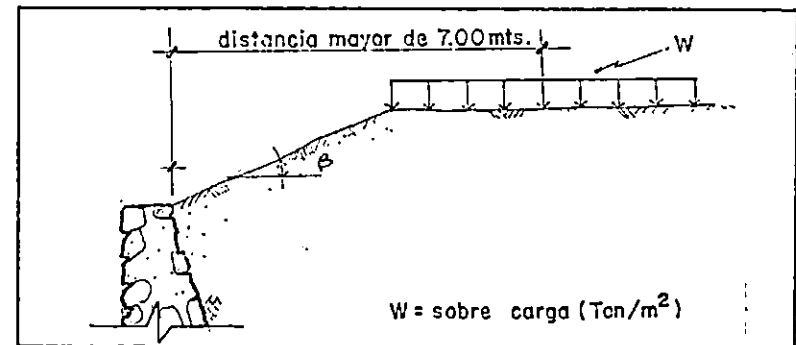
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	4,00	5,00	1,50	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,50	
	4,30	6,00	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-39

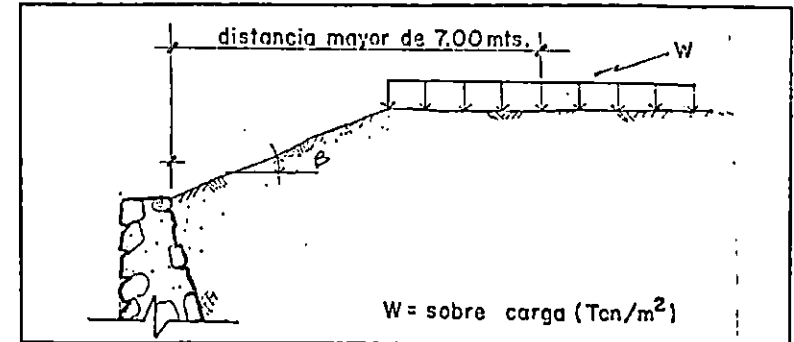
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,20	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,30	2,50	1,20	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	1,70	3,00	1,30	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,10	3,50	1,40	3,30	0,40	--	--	--	--	--	
	2,50	4,00	1,50	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	3,00	0,50	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,40	0,60	0,20	2,80	0,30	1,20	3,80	
	3,80	5,50	1,70	3,60	0,60	0,20	3,30	0,30	1,40	4,10	
	4,20	6,00	1,80	4,00	0,60	0,20	3,50	0,30	1,40	4,60	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-40

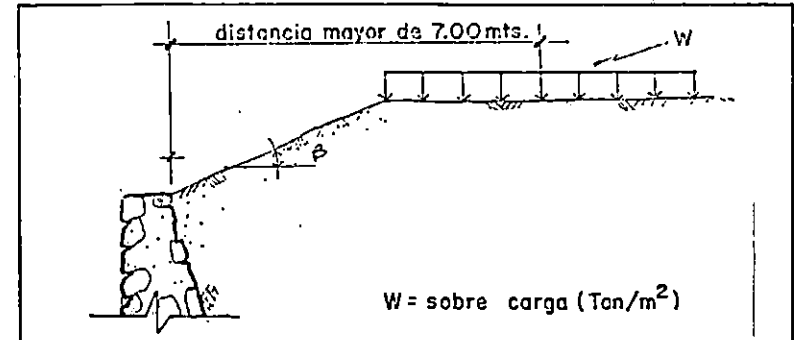
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	2,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,80	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-41

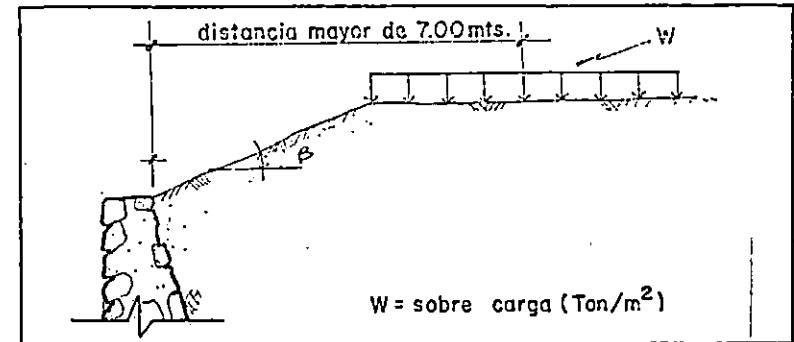
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mampostaria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,80	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,50	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-42

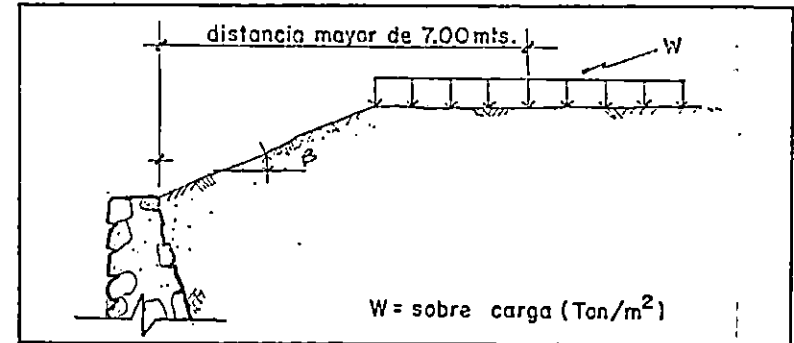
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,80	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,80	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° III

TIPO DE SUELO ML

TABLA III-43

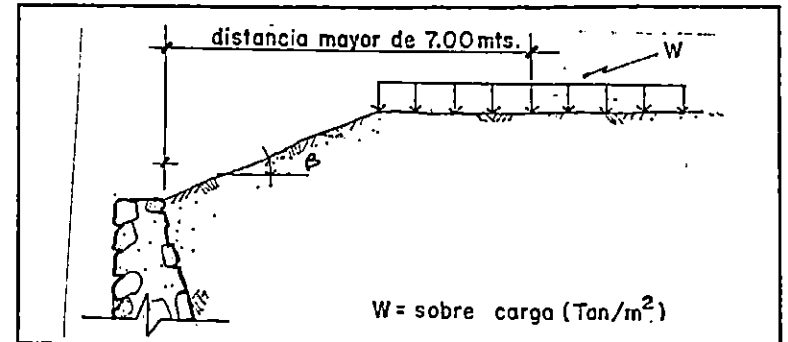
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,30	0,30	--	--	--	--	--	
	2,80	3,00	1,20	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,50	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,80	3,80	0,50	0,20	3,50	0,30	1,20	4,80	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-44

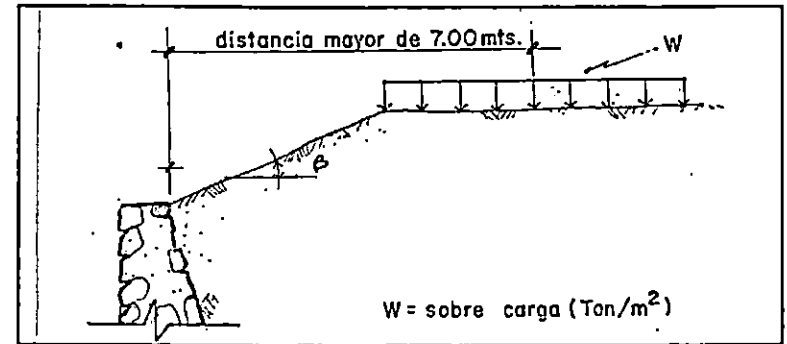
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra { p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno y suelo de cimentación
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,70	0,40	--	--	--	--	--	
	2,30	3,50	1,20	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,30	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,30	6,00	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-45

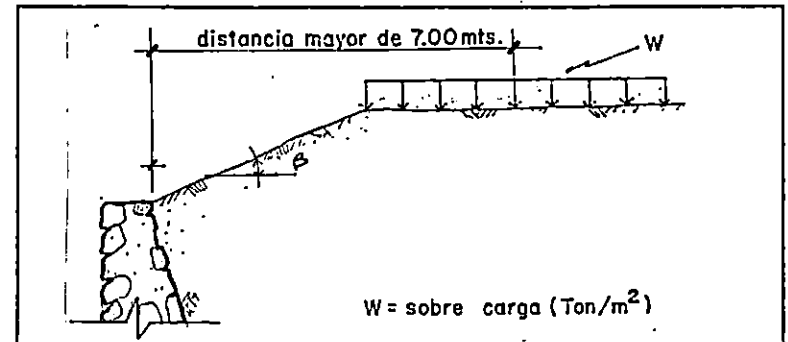
Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): no

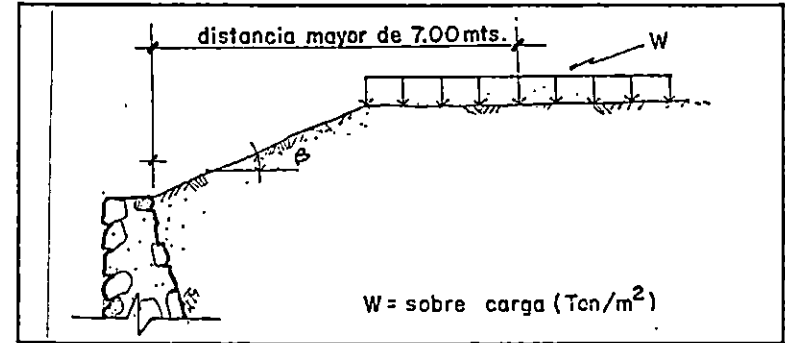


FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno y suelo de cimentación
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,70	0,40	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,30	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-46

Zona Geografica: III
 Tipo de Suelo: ML
 Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³
 Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 20°
 Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno y suelo de cimentacion
	1,40	2,50	1,10	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	1,80	3,00	1,20	1,70	0,40	--	--	--	--	--	
	2,00	3,50	1,50	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,50	4,00	1,50	2,30	0,50	--	--	--	--	--	
	2,90	4,50	1,60	2,70	0,50	--	--	--	--	--	
	3,30	5,00	1,70	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	3,60	5,50	1,70	3,30	0,60	0,20	2,60	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,80	3,80	0,60	0,20	3,20	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° IV

TIPO DE SUELO SM

TABLA III-47

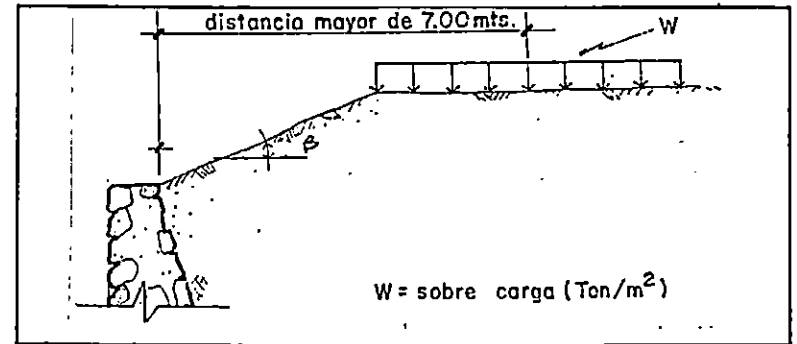
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,10	2,70	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-48

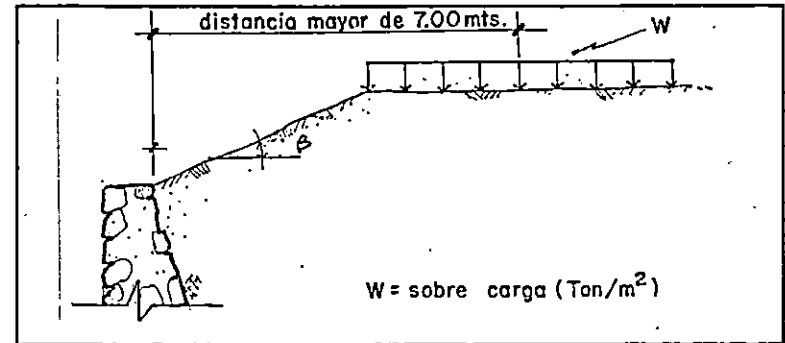
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,80	4,00	1,20	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,20	4,50	1,30	2,70	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,10	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-49

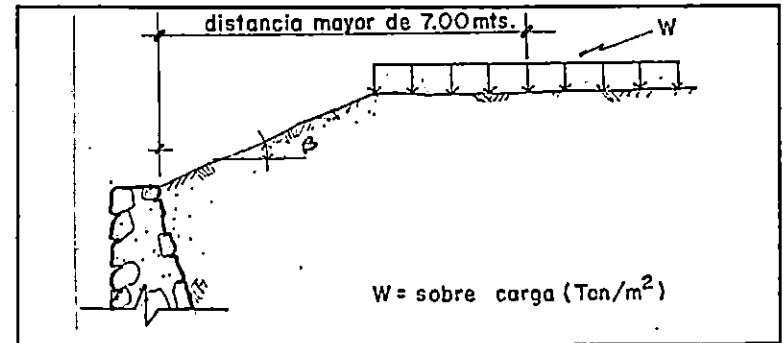
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,80	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	4,00	5,00	1,50	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,30	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,50	
	4,30	6,00	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-50

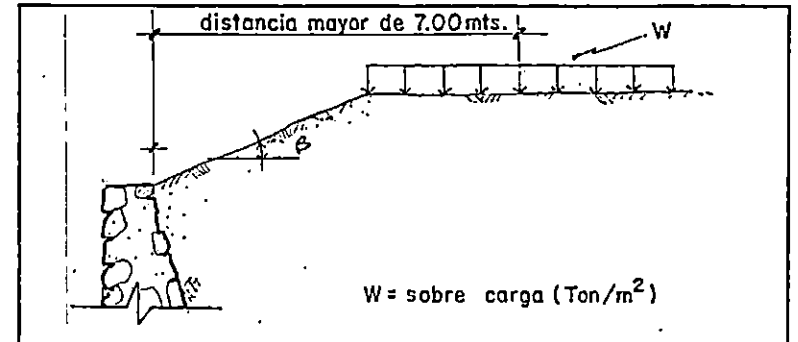
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,20	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,30	2,50	1,20	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	1,70	3,00	1,30	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,10	3,50	1,40	3,30	0,40	--	--	--	--	--	
	2,50	4,00	1,50	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	3,00	0,50	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,40	0,60	0,20	2,60	0,30	1,20	3,60	
	3,80	5,50	1,70	3,60	0,60	0,20	3,30	0,30	1,40	4,10	
	4,20	6,00	1,60	4,00	0,60	0,20	3,50	0,30	1,40	4,60	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-51

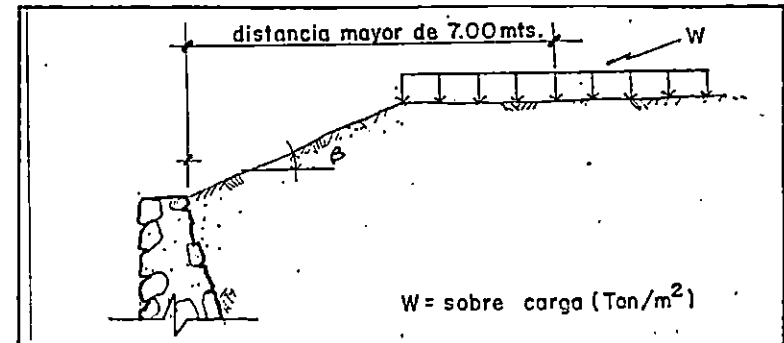
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³.

Angulo de Inclination del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	2,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,80	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-52

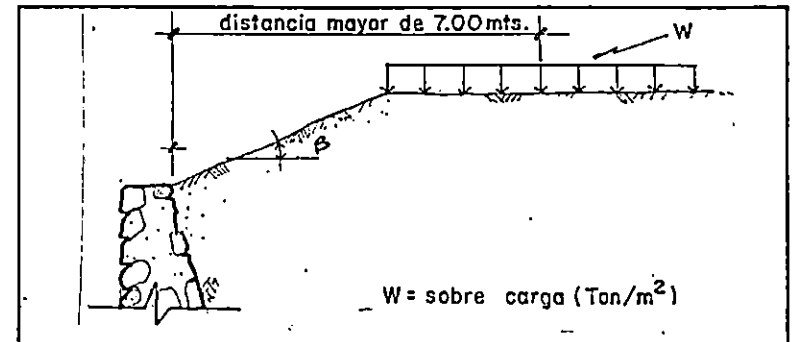
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,80	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--		
	3,70	5,00	1,30	2,80	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,50	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-53

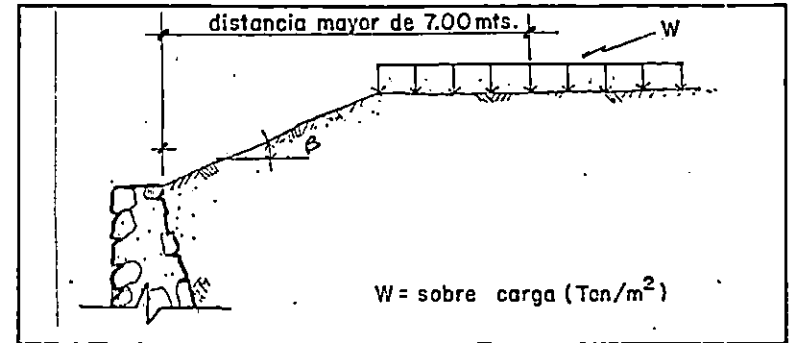
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,30	2,00	0,70	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,20	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,60	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	3,30	4,50	1,20	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,70	5,00	1,30	2,60	0,50	0,20	2,30	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-54

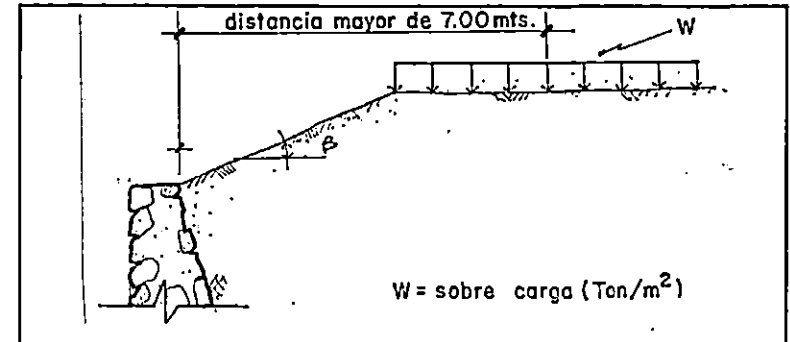
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de inclinacion del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	H ₀	h _f	b	c	p	m	t	h ₁	h ₂	COMENTARIO
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,30	0,30	--	--	--	--	--	
	2,80	3,00	1,20	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,00	4,50	1,50	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	3,40	5,00	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00	
	3,80	5,50	1,70	3,50	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,80	3,80	0,50	0,20	3,50	0,30	1,20	4,60	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° IV

TIPO DE SUELO ML

TABLA III-55

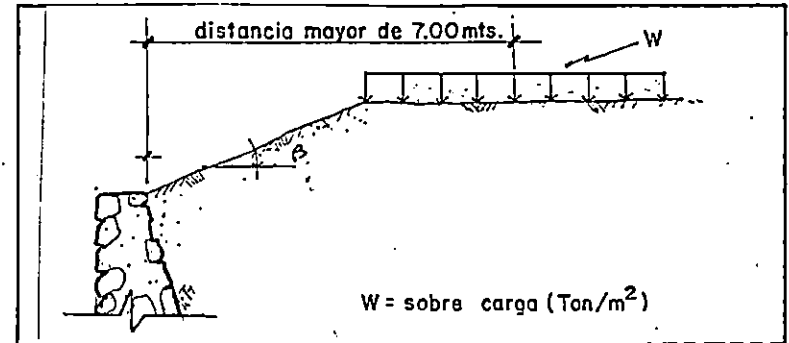
Zona Geográfica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,10	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,20	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	5,00	1,40	3,20	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,80	0,50	0,20	3,30	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-56

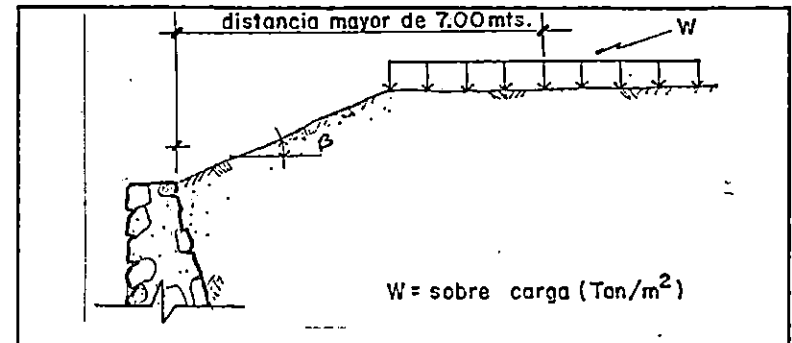
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,10	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,90	3,00	1,10	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,30	3,50	1,20	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
	3,10	4,50	1,40	2,80	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,20	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,80	0,50	0,20	3,30	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-57

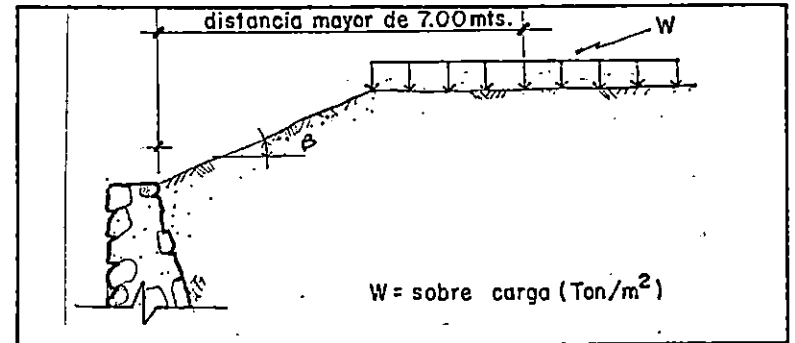
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,00	2,00	1,00	1,20	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,40	2,50	1,10	1,50	0,30	--	--	--	--	--	
	1,80	3,00	1,20	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,20	3,50	1,30	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,60	4,00	1,40	2,50	0,40	--	--	--	--	--	
3,00	4,50	1,50	3,00	0,40	--	--	--	--	--		
	3,50	5,00	1,50	3,30	0,50	0,20	2,80	0,30	1,00	4,00	
	3,60	5,50	1,70	3,60	0,50	0,20	3,10	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,60	3,90	0,60	0,20	3,30	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-53

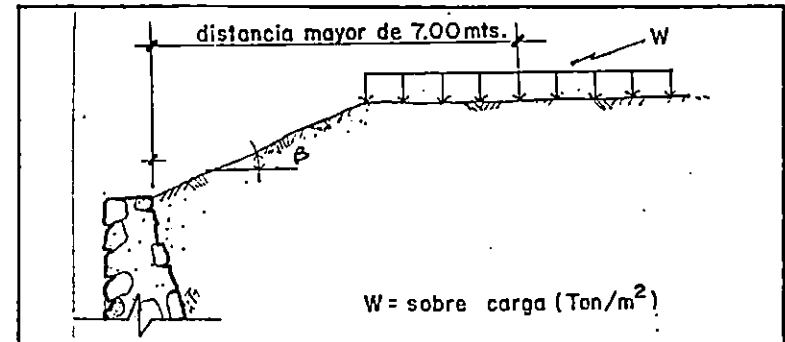
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): si



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	0,90	2,00	1,10	1,30	0,40	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,20	2,50	1,30	1,60	0,40	--	--	--	--	--	
	1,60	3,00	1,40	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	1,90	3,50	1,60	2,30	0,40	--	--	--	--	--	
	2,30	4,00	1,70	2,70	0,50	--	--	--	--	--	
	2,60	4,50	1,70	3,10	0,50	--	--	--	--	--	
	3,20	5,00	1,80	3,30	0,60	0,20	2,60	0,30	1,20	3,60	
		5,50									
		6,00									

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-59

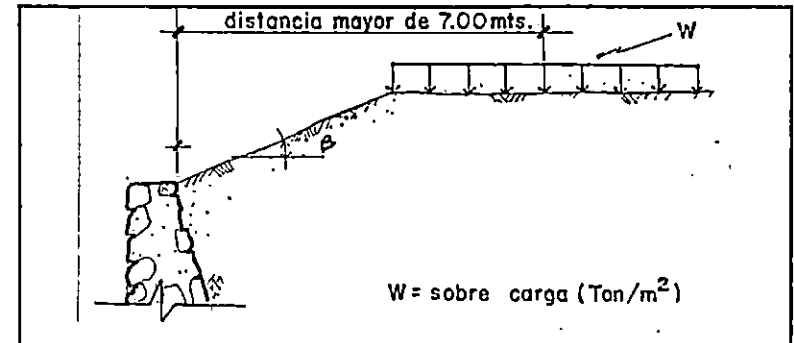
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra { p}: 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,20	2,00	0,80	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,10	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,50	3,50	1,00	1,90	0,40	--	--	--	--	--	
	2,90	4,00	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
3,30	4,50	1,20	2,50	0,40	--	--	--	--	--		
	3,70	5,00	1,30	2,90	0,50	0,20	2,60	0,30	1,00	4,00	
	4,10	5,50	1,40	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,50	6,00	1,50	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-60

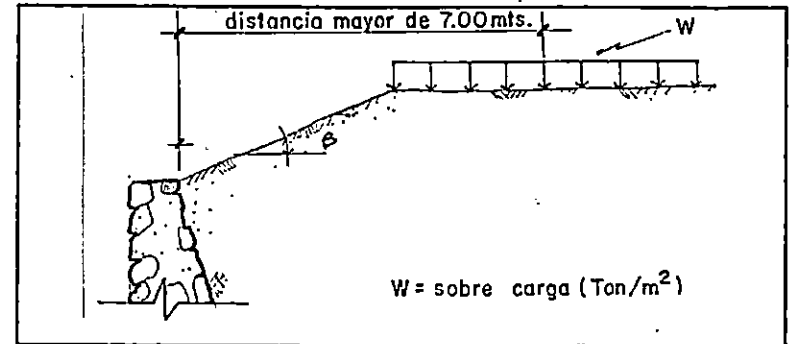
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 10°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,20	2,00	0,80	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,50	2,50	1,00	1,30	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,60	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,00	0,40	--	--	--	--	--	
	2,80	4,00	1,20	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
3,30	4,50	1,20	2,50	0,40	--	--	--	--	--		
	3,60	5,00	1,40	2,90	0,50	0,20	2,40	0,30	1,00	4,00	
	4,00	5,50	1,50	3,20	0,50	2,70	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,40	6,00	1,60	3,50	0,50	3,00	3,00	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-61

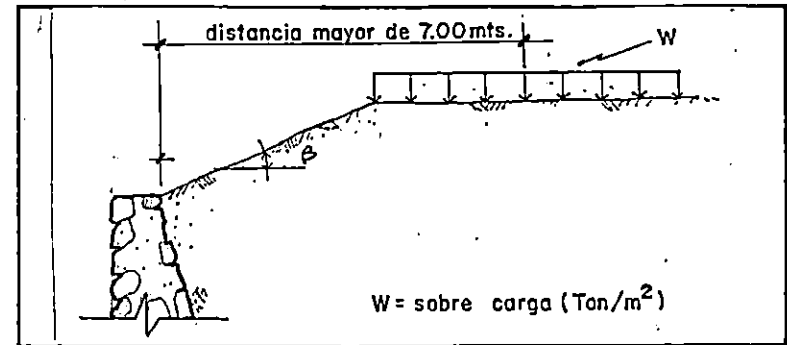
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (p): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 20°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO
	1,20	2,00	0,80	1,00	0,30	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno
	1,60	2,50	0,90	1,40	0,30	--	--	--	--	--	
	2,00	3,00	1,00	1,70	0,30	--	--	--	--	--	
	2,40	3,50	1,10	2,20	0,40	--	--	--	--	--	
	2,70	4,00	1,30	2,40	0,40	--	--	--	--	--	
	3,20	4,50	1,30	2,60	0,40	--	--	--	--	--	
	3,60	5,00	1,40	3,00	0,50	0,20	2,50	0,30	1,00	4,00	
	3,90	5,50	1,60	3,20	0,50	2,70	2,70	0,30	1,00	4,50	
	4,20	6,00	1,50	3,60	0,50	3,00	3,10	0,30	1,00	5,00	

* Todas las dimensiones en metros.

TABLA III-62

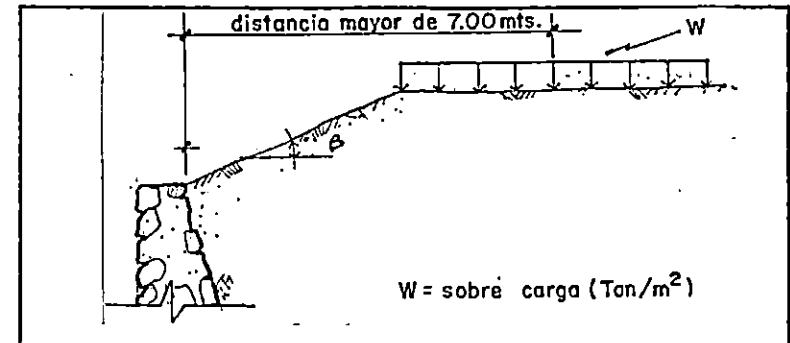
Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Peso volumetrico de la Mamposteria de Piedra (ρ): 2.3 Ton/m³

Angulo de Inclination del Relleno (β): 30°

Sobrecarga (w): no



FORMA GEOMETRICA	HL	Ho	hf	b	c	p	m	t	h1	h2	COMENTARIO	
	1,10	2,00	0,90	1,00	0,40	--	--	--	--	--	- Compactar Relleno	
	1,50	2,50	1,00	1,40	0,40	--	--	--	--	--		
	1,70	3,00	1,30	1,60	0,40	--	--	--	--	--		
	2,10	3,50	1,40	2,00	0,40	--	--	--	--	--		
	2,50	4,00	1,50	2,50	0,40	--	--	--	--	--		
	3,00	4,50	1,50	2,80	0,50	--	--	--	--	--		
	3,40	5,00	1,60	3,20	0,50	0,20	2,70	0,30	1,00	4,00		
	3,70	5,50	1,80	3,50	0,50	0,20	3,00	0,30	1,00	4,50		
		6,00										

* Todas las dimensiones en metros.

TABLAS DE MUROS DE

CONCRETO REFORZADO

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° I

TIPO DE SUELO SM Y ML

TABLA III-63

Zona Geografica: 1

Tipo de Suelo: SM y ML

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 20°

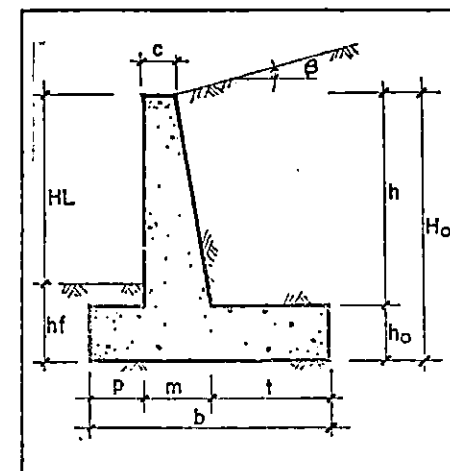
Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	e	p	m	t	COMENTARIO
1,00	2,00	1,00	1,10	1,75	0,25	0,25	0,25	0,35	0,50	- Compactar relleno y suelo de cimentacion
1,70	3,00	1,30	1,80	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	0,90	
2,50	4,00	1,50	2,60	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,50	
3,50	5,00	1,50	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,40	6,00	1,60	3,50	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	1,90	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 25	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° II

TIPO DE SUELO SM

TABLA III-64.

Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: SM

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

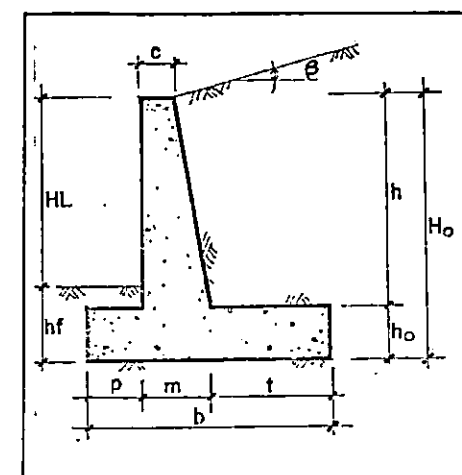
Sobrecarga (vr): si

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	e	p	m	t	COMENTARIO
1,00	2,00	1,00	1,20	1,75	0,25	0,25	0,25	0,35	0,50	- Compactar relleno
1,60	3,00	1,40	1,90	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	1,00	
2,50	4,00	1,50	2,70	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,60	
3,40	5,00	1,60	3,20	4,50	0,50	0,40	0,80	0,60	1,80	
4,30	6,00	1,70	3,80	5,40	0,60	0,45	1,10	0,70	2,00	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pi)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	5/8" @ 25	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLA III-65

Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: SM

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

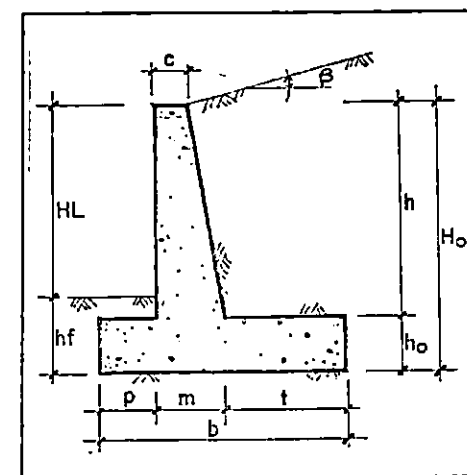
Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	e	p	m	t	COMENTARIO
1,20	2,00	0,60	1,00	1,75	0,25	0,25	0,20	0,35	0,45	- Compactar relleno
1,80	3,00	1,20	1,60	2,70	0,30	0,30	0,40	0,45	0,75	
2,50	4,00	1,50	2,50	3,60	0,40	0,35	0,50	0,50	1,50	
3,40	5,00	1,50	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,40	6,00	1,60	3,50	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	1,90	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pi)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Especiamento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° II

TIPO DE SUELO ML

TABLA III-66

Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

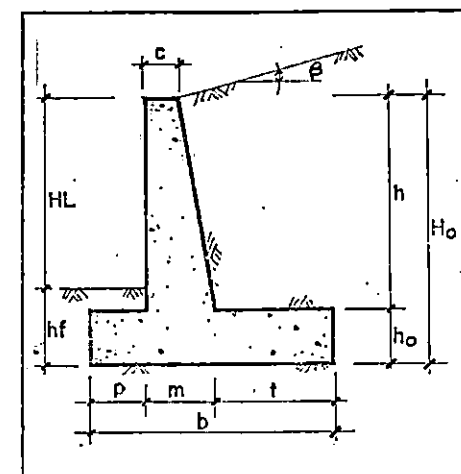
Sobrecarga (w): si

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
0,90	2,00	1,10	1,20	1,75	0,25	0,25	0,35	0,35	0,50	- Compactar relleno
1,60	3,00	1,40	2,00	2,70	0,30	0,30	0,50	0,45	1,05	
2,50	4,00	1,50	2,80	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,70	
3,40	5,00	1,60	3,30	4,50	0,50	0,40	0,80	0,60	1,90	
4,30	6,00	1,70	4,00	5,40	0,60	0,45	1,10	0,70	2,20	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLA III-67.

Zona Geografica: II

Tipo de Suelo: ML

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

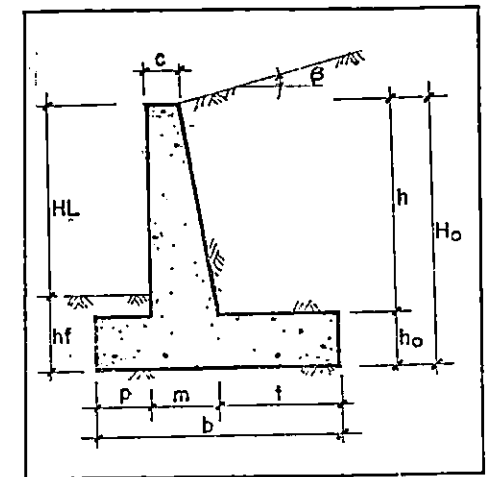
Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,10	2,00	0,90	1,00	1,75	0,25	0,25	0,20	0,35	0,45	- Compactar relleno
1,80	3,00	1,20	1,70	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	0,80	
2,50	4,00	1,50	2,60	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,50	
3,40	5,00	1,60	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,30	6,00	1,70	3,60	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	2,00	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° III

TIPO DE SUELO SM

TABLA III-68

Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: SM

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

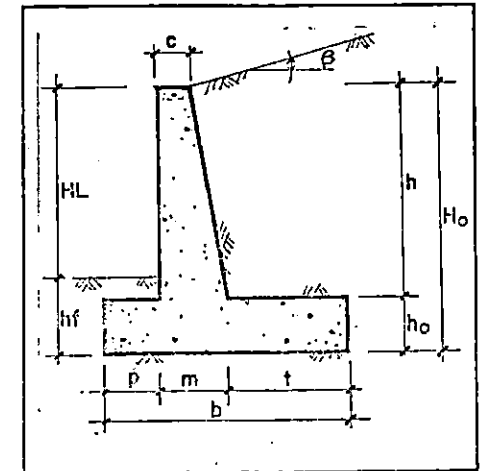
Sobrecarga (w): si

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,00	2,00	1,00	1,20	1,75	0,25	0,25	0,25	0,35	0,50	- Compactar relleno
1,60	3,00	1,40	1,90	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	1,00	
2,50	4,00	1,50	2,70	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,60	
3,40	5,00	1,60	3,20	4,50	0,50	0,40	0,80	0,60	1,80	
4,30	6,00	1,70	3,60	5,40	0,60	0,45	1,10	0,70	2,00	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pi)	As(pll)
2,00	3/4" @ 30	5/8" @ 25	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLA III-69

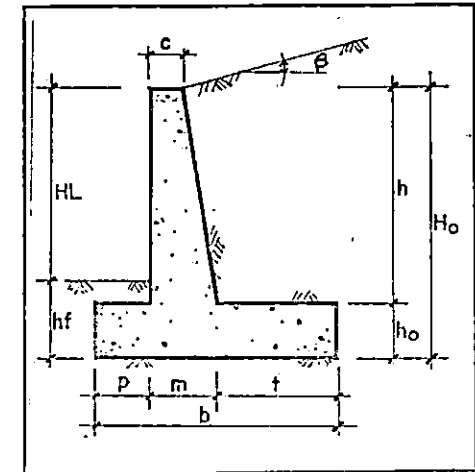
Zona Geografica: III
 Tipo de Suelo: SM
 Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°
 Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,20	2,00	0,80	1,00	1,75	0,25	0,25	0,20	0,35	0,45	- Compactar relleno
1,80	3,00	1,20	1,60	2,70	0,30	0,30	0,40	0,45	0,75	
2,50	4,00	1,50	2,50	3,60	0,40	0,35	0,50	0,50	1,50	
3,40	5,00	1,50	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,40	6,00	1,60	3,50	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	1,90	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pll)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° III

TIPO DE SUELO ML

TABLA III-70

Zona Geografica: III

Tipo de Suelo: ML

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 20°

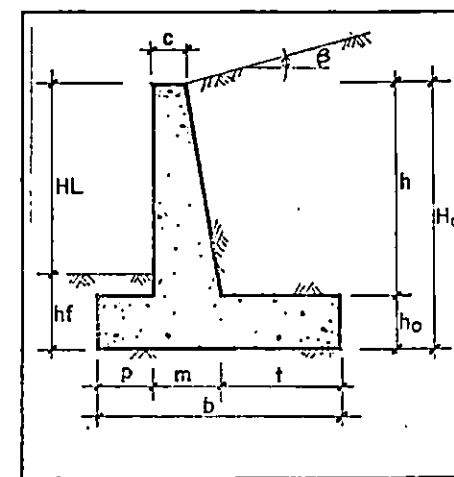
Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,00	2,00	1,00	1,10	1,75	0,25	0,25	0,25	0,35	0,50	- Compactar relleno y suelo de cimentacion
1,70	3,00	1,30	1,80	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	0,90	
2,50	4,00	1,50	2,60	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,50	
3,50	5,00	1,50	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,40	6,00	1,60	3,50	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	1,90	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pi)	As(pll)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 25	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° IV

TIPO DE SUELO SM

TABLA III-71.

Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

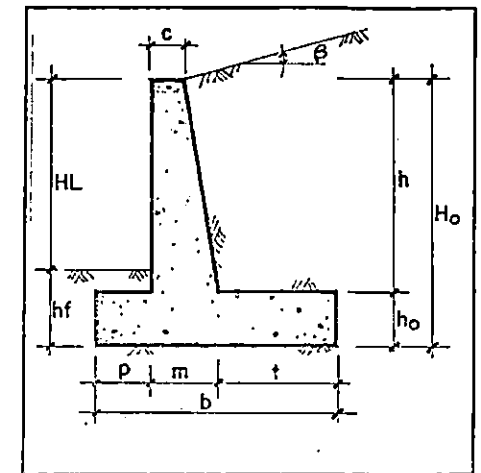
Sobrecarga (w): si

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,00	2,00	1,00	1,20	1,75	0,25	0,25	0,25	0,35	0,50	- Compactar relleno
1,60	3,00	1,40	1,90	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	1,00	
2,50	4,00	1,50	2,70	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,60	
3,40	5,00	1,60	3,20	4,50	0,50	0,40	0,80	0,60	1,80	
4,30	6,00	1,70	3,80	5,40	0,60	0,45	1,10	0,70	2,00	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	5/8" @ 25	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLA III-72

Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: SM

Angulo de Inclination del Relleno (β): 0 - 30°

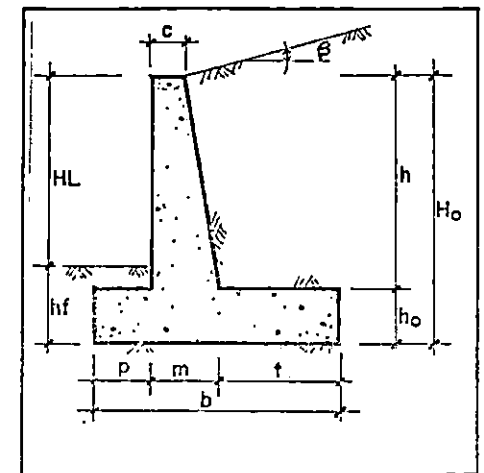
Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,20	2,00	0,80	1,00	1,75	0,25	0,25	0,20	0,35	0,45	- Compactar relleno
1,80	3,00	1,20	1,60	2,70	0,30	0,30	0,40	0,45	0,75	
2,50	4,00	1,50	2,50	3,60	0,40	0,35	0,50	0,50	1,50	
3,40	5,00	1,50	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,40	6,00	1,60	3,50	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	1,90	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 ms.

TABLAS CORRESPONDIENTES A:

ZONA N° IV

TIPO DE SUELO ML

TABLA III-73

Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Angulo de Inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

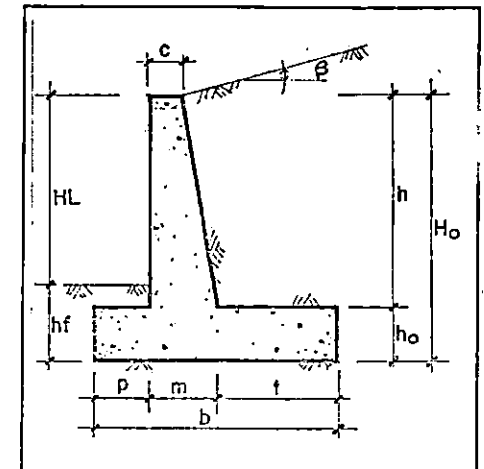
Sobrecarga (w): si

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	e	p	m	t	COMENTARIO
0,90	2,00	1,10	1,20	1,75	0,25	0,25	0,35	0,35	0,50	- Compactar relleno
1,60	3,00	1,40	2,00	2,70	0,30	0,30	0,50	0,45	1,05	
2,50	4,00	1,50	2,80	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,70	
3,40	5,00	1,60	3,30	4,50	0,50	0,40	0,80	0,60	1,90	
4,30	6,00	1,70	4,00	5,40	0,60	0,45	1,10	0,70	2,20	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

TABLA III-74

Zona Geografica: IV

Tipo de Suelo: ML

Angulo de inclinacion del Relleno (β): 0 - 30°

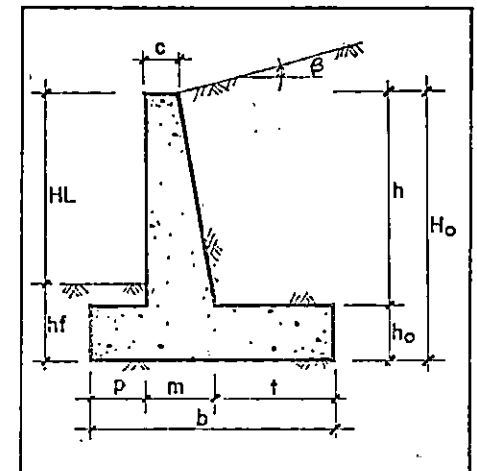
Sobrecarga (w): no

TABLA DE DIMENSIONES DEL MURO

HL	Ho	hf	b	h	ho	c	p	m	t	COMENTARIO
1,10	2,00	0,90	1,00	1,75	0,25	0,25	0,20	0,35	0,45	- Compactar relleno
1,80	3,00	1,20	1,70	2,70	0,30	0,30	0,45	0,45	0,80	
2,50	4,00	1,50	2,60	3,60	0,40	0,35	0,60	0,50	1,50	
3,40	5,00	1,60	3,00	4,50	0,50	0,40	0,70	0,60	1,70	
4,30	6,00	1,70	3,60	5,40	0,60	0,45	0,90	0,70	2,00	

TABLA DE REFUERZO DEL MURO

Ho	As(p)	As(pl)	As(t)	As(tl)	As(pe)	As(pel)	As(pl)	As(pil)
2,00	3/4" @ 30	1/2" @ 20	3/4" @ 30	5/8" @ 25	5/8" @ 30	5/8" @ 30	5/8" @ 20	5/8" @ 20
3,00	3/4" @ 25	3/4" @ 25	3/4" @ 25	5/8" @ 20	3/4" @ 30	3/4" @ 30	3/4" @ 25	3/4" @ 25
4,00	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 15	3/4" @ 25	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 30
5,00	7/8" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 15	3/4" @ 15	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 25	7/8" @ 25
6,00	1" @ 15	7/8" @ 15	1" @ 15	7/8" @ 20	7/8" @ 30	7/8" @ 30	7/8" @ 20	7/8" @ 20



* Espaciamiento entre varillas en cm.

* Juntas cada 10 mts.

ANALISIS DE RESULTADOS

SOLERAS

ZAPATAS

MUROS

ANALISIS DE RESULTADOS.

SOLERAS.

En base a los resultados obtenidos en la tabla III-1, las soleras se diseñarán por el método y criterios de las rigideces del suelo y solera (R. Spampinato) y los criterios de la capacidad de carga del suelo de K. Terzaghi utilizando los parámetros de los suelos del Area Metropolitana de San Salvador y criterios del REDSES. Según el REDSES, en la sección de la solera de 30 cms de ancho y 25 cms de altura, esta no cumple con los requisitos, por lo que deberá usarse 40 cm de ancho como mínimo y 25 cm de altura, con acero de refuerzo de cuatro varillas de 3/8" de diámetro y estribos 1/4" de diámetro.

Sin embargo en la práctica se usan soleras de 30 cms de ancho y 25 cms de altura y según los cálculos ensayados en la tabla III-1 si cumple con los requerimientos de carga del tipo de pared analizada en este manual. En donde para este caso la capacidad de carga si cumple. En todo caso para esta última sección, 30 cms x 25 cms su diseño se controlará en base a la imposición de carga y reacción del suelo por capacidad portante a partir de un estudio específico.

ZAPATAS.

De acuerdo a los resultados obtenidos en los ensayos para

el dimensionamiento y refuerzo de la zapata se requiere un previo análisis y consideraciones del tipo de edificación para el cual se diseñarán, sin perder de vista uno de los objetivos del manual de proponer dimensiones y refuerzos para el tipo de construcción más común en el Area Metropolitana de San Salvador, las cuales se construyen sin ningún diseño, sino que de manera empírica. El tipo de construcción analizada es de uso para vivienda de hasta dos plantas, compuesta de marcos de concreto reforzado identificandolas por medio de módulos tipos de construcción rectangular, con dimensiones en su lado corto (l) de 3 mts a 6.50 mts y en su lado largo (L) de 5 mts a 15 mts (Ver tabla III-3), delimitando con esto el tipo de construcción. Además la separación entre columnas han sido controladas en rangos de 2.50 mts a 4.50 mts para el lado corto (d) y de 3 mts a 5 mts para el lado largo (D), esto con el fin de asegurar el comportamiento estructural lo más preciso posible al de los tipos de construcción analizados, para que las cargas transmitidas por la edificación a proyectar no alteren el diseño de las zapatas de los tipos de construcción presentados en las tablas de ayuda de diseño.

También de los resultados de los cálculos que en las tablas de ayuda de diseño (de la III-3 a la III-17) se llega a que las dimensiones de las zapatas dependen específicamente del tipo y la magnitud de la carga transmitida por la estructura de la vivienda, (que para los casos analizados el rango de valores que

se obtuvieron es de 5.44 Ton a 15.12 Ton) ya que para un mismo tipo de suelo de una zona del A.M.S.S. con una ,isma capacidad de carga, se generan diferentes dimensiones geométricas, como puede observarse en la siguiente tabla III-75.

TABLA III-75

Zapata Centrada
 Zona: I
 Tipo de Suelo: SH
 $q_{adm} = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$

Variación de dimensiones y refuerzos debido a la carga aplicada.

Construcción Tipo	Carga de Diseño (ton)	Momento de diseño		Dimensiones			Refuerzo ϕ (cm)
		M_x	M_y	Ancho (m)	Largo (m)	Espesor (m)	
5.0 x 10.0	15.72	1.23	2.05	1.40	1.40	0.25	14
6.0 x 12.0	11.21	1.41	1.40	1.30	1.30	0.25	19.50
5.50 x 8.90	10.82	2.29	1.66	1.20	1.20	0.25	10.50
5.0 x 15.0	9.61	1.41	1.60	1.10	1.10	0.25	21.00

Para el caso en que se propuso hacer una pequeña variación de la resistencia del concreto de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, las tablas obtenidas para este segundo caso se mantienen iguales en dimensiones y refuerzos respecto a las obtenidas con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. Los espesores por requisitos del RESEDED y ACI/89 no pueden ser menores de 25 cms. Por lo cual los valores obtenidos son adecuados para ser utilizados como se muestran en las tablas de ayuda de diseño.

En la tabla III-75 también se denota que la separación del refuerzo en la zapata depende de la magnitud del momento

generado por la carga de la vivienda, disminuyendo su separación al aumentar la magnitud de ésta.

MUROS DE RETENCION.

En la tabla III-76 (para muro de mampostería de piedra) y tabla III-77 (para muro de concreto reforzado), se muestra una comparación de las dimensiones y profundidad de desplante de los muros, entre los proyectados en los suelos arena limosa (SM) y limo arenoso (ML). En estas tablas se involucran las condiciones de sobrecarga (w) y ángulo de inclinación del talud de relleno (β).

Los valores de las tablas son un promedio de la relación entre la base y la altura del muro (b/H_o), y también el promedio de la relación entre la profundidad de desplante y la altura del muro (h_f/H_o). (Fig. III-14).

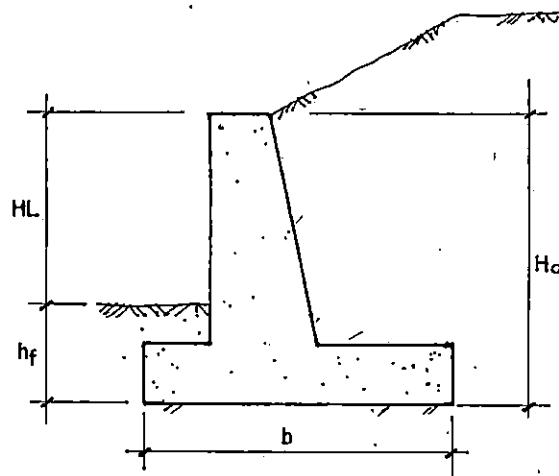


Fig. III-14

Tabla III-76

*Relaciones de b/Ho y hf/Ho de los muros
de mampostería de piedra.*

Angulo de relleno (β)	Sobrecarga (w)	SM	ML	SM	ML
		b/Ho	b/Ho	hf/Ho	hf/Ho
$\beta = 0^\circ$	Con sobrecarga	0.61	0.63	0.28	0.29
	Sin sobrecarga	0.54	0.56	0.28	0.28
$\beta = 10^\circ$	Con sobrecarga	0.61	0.63	0.28	0.31
	Sin sobrecarga	0.55	0.56	0.29	0.29
$\beta = 20^\circ$	Con sobrecarga	0.61	0.64	0.32	0.34
	Sin sobrecarga	0.55	0.59	0.29	0.31
$\beta = 30^\circ$	Con sobrecarga	0.64	0.67	0.36	0.42
	Sin sobrecarga	0.61	0.61	0.34	0.38

TABLA III-77

*Relaciones de b/Ho y hf/Ho de los muros
de concreto reforzo.*

Sobrecarga (w)	SM	ML	SM	ML
	b/Ho	b/Ho	hf/Ho	hf/Ho
Con sobrecarga	0.64	0.66	0.39	0.40
Sin sobrecarga	0.57	0.59	0.35	0.37

De los cálculos ensayados en las tablas y los resultados que se obtuvieron como ayudas de diseño, se deducen relaciones que pueden ser utilizadas en áreas geográficas con tipos de suelos similares (suelos arenosos), las relaciones mostradas en la tabla III-78, se usan de acuerdo a la descripción de las arenas y al número de golpes N necesarios para hincar 30 cms. dentro del suelo por la prueba de penetración standar en la zona de ubicación del proyecto, la que debe pertenecer a la zona I del país de acuerdo a la actividad sísmica, ver mapa en anexo 2.

Las relaciones de la tabla III-78 son obtenidas del comportamiento de la base con respecto a la altura del muro ($b=k*H_0$), el coeficiente k para los muros de mampostería de piedra tiene un rango de $k = 0.53$ a $k = 0.62$, siendo el menor valor para los suelos de mayor resistencia, considerandose sobrecarga y con ángulo del talud de relleno igual a cero; para los muros de concreto reforzado el coeficiente k toma valores de $k = 0.57$ a $k = 0.66$ e igualmente son válidas las mismas consideraciones que se indican para los muros de piedra.

A continuación la tabla III-78 proporciona la relación entre la base y altura del muro para distintos suelos arenosos.

Tabla III-78

Relaciones de la altura y base del muro para las arenas

Descripción de las arenas	N	Muros de mampostería de piedra sin sobrecarga	Muros de mampostería de piedra con sobrecarga	Muros de concreto reforzado sin sobrecarga	Muros de concreto reforzado con sobrecarga
Arenas densas	31 - 50	$b = 0.53H_0$	$b = 0.60H_0$	$b = 0.57H_0$	$b = 0.64H_0$
Arenas muy firmes	11 - 30	$b = 0.55H_0$	$b = 0.62H_0$	$b = 0.50H_0$	$b = 0.66H_0$
Arenas firmes	5 - 10	$b = 0.57H_0$	*	$b = 0.60H_0$	*

* Dar tratamiento adecuado al suelo.

Respecto a las pantallas, la de los muros de concreto reforzado son esbeltas, con un espesor en la corona de por lo menos $c = 0.25$ mts. ($H_0 = 2$ mts.) a $c = 0.45$ mts. ($H_0 = 6$ mts.), aumentando el espesor de la pantalla 50 mms. por metro lineal de profundidad hasta la base, el espesor promedio de pantalla (Fig. III-15) toma valores de $e_p = 0.30$ mts. a $e_p = 0.58$ mts.

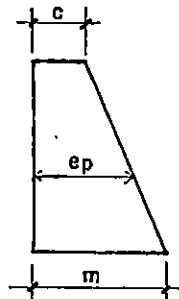


Fig. III-15. Perfil de pantalla

Las pantallas de los muros de mampostería de piedra requieren grandes espesores, debido a que la función de retener el relleno lo hacen por su propio peso y también que no poseen la resistencia para absorber los esfuerzos cortantes sobre la pantalla como en el caso de las pantallas de concreto reforzado de $e_p = 0.65$ mts ($H_o = 2$ mts) a $e_p = 1.90$ mts ($H_o = 6$ mts), siendo estos valores dos a tres veces los espesores de las pantallas de los muros de concreto reforzado.

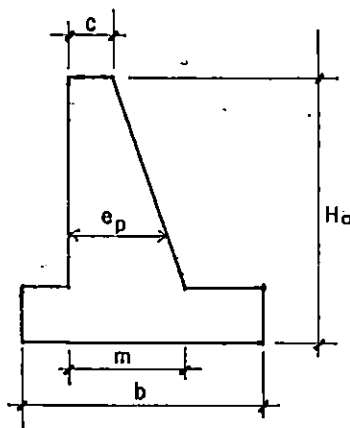


Fig. III-16. Perfil de pantalla.

De ahí que, a mayores profundidades, estos espesores van aumentando en mayores proporciones que los de concreto reforzado y por lo tanto su utilización es recomendable hasta los 6.00 m de altura, como se mencionó en el Capítulo II.

El talón de los muros (Fig. III-17) de concreto reforzado, toma valores de $t = 0.45$ mts ($H_o = 2$ mts) a $t = 2.20$ mts ($H_o = 6$ m), requiriendo según las tablas III-63 a III-74, mayores

valores a mayor profundidad y condiciones más desfavorables, o sea menor resistencia del suelo y considerando sobrecarga.

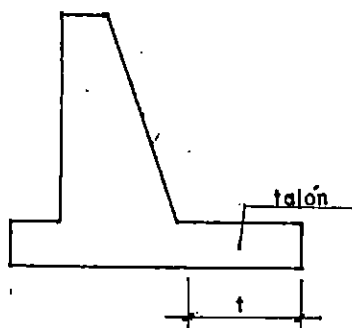


Fig. III-17 Dimensiones del talón de un muro de C/R.

El talón de este tipo de muro funciona como la parte estabilizadora del muro, por el peso del suelo que actúa sobre él.

En la tabla III-79 se muestra las relaciones de la profundidad de desplante (h_f) con la altura del muro (H_o), necesitando mayor desplante para lecho de fundación en los muros de concreto reforzado.

TABLA III-79

Relaciones de h_f y H_o

Alturas de muros	Muro de mampostería de piedra	Muro de concreto reforzado
2 - 3	$h_f = 0.34 H_o$	$h_f = 0.48 H_o$
4 - 6	$h_f = 0.27 H_o$	$h_f = 0.33 H_o$

Luego de analizar las dimensiones principales de los muros; al compararlos entre si (Tabla III-80), se llega a definir que los muros de mampostería de piedra ocupan el doble de volumen que un muro de concreto reforzado; definición que debe ser considerada cuando las necesidades de espacio sean primordiales.

TABLA III-80

Ho	Volumen del muro de mampostería de piedra	Volumen del muro de concreto reforzado
2	1.3	0.83
3	3.15	1.58
4	5.6	2.61
5	9.6	3.85
6	11.3	5.38

En base a la diferencia de nivel que define la altura a salvar por el muro de contención se llega a establecer que en cuanto al diseño, la base estará sujeta a un porcentaje de la altura hasta el 58 % para los casos analizados y en lo económico se llega a que debe también tomarse en cuenta la representación comparativa de los volúmenes que implica usar muro de concreto o muro de mampostería de piedra, pero en todo caso la naturaleza

técnica de la situación a resolver será la que permita decidir cual muro se va utilizar. similar consideración reúne para el desplante que se debe hacer para su fundación en el lecho de la base.

CAPITULO IV

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES".

CONCLUSIONES .

Consideraciones:

De acuerdo al tipo de edificación para vivienda hasta dos plantas, los parámetros que resultan de las características físicas y mecánicas de los suelos del A.M.S.S., como también observaciones de campo que deben realizarse, estas permiten efectuar el cálculo de la estabilidad y el dimensionamiento de las estructuras. Estas se vuelven útiles cuando las teorías prácticas de capacidad de carga de Terzaghi, establecen como profundidad de desplante mínimo de 1.0 m y una dimensión mínima de 1.0 m y máxima de 1.60 m de ancho de la fundación, ellas son suficientes para obtener un valor de capacidad de carga de soporte del suelo capaz de resistir las cargas transmitidas por las fundaciones del tipo de edificación analizada. Además de comparar los resultados obtenidos del dimensionado y el refuerzo de las zapatas de las viviendas tipo con las empíricamente construidas, se denota que las dimensiones y refuerzos utilizados, no son suficientes para satisfacer las solicitaciones de cargas impuestas por la edificación analizada.

Por lo tanto:

- Para que las soleras cimentadas en los suelos del A.M.S.S. (SM y ML) soporten las cargas transmitidas las secciones que deben utilizarse cumplirán con lo siguiente: ancho mínimo de 40 cm. y una altura de 25 cm., el acero de

ancho mínimo de 40 cm. y una altura de 25 cm., el acero de refuerzo será de 1/2" de diámetro, con estribo de 1/4" a cada 8 cm. de separación.

- Para el tipo de construcción destinada para el uso de vivienda de hasta dos plantas, que es lo más común en nuestro medio, de acuerdo a la capacidad portante (ver tabla I-19) de los tipos de suelos predominantes (SM y ML) en el A.M.S.S., estos son adecuados para cimentar las zapatas diseñadas en este manual.
- De acuerdo a la investigación de campo realizada, desde la experiencia, las fundaciones para el tipo de vivienda de hasta dos plantas se construyen no apegadas al R.E.D.S.E.S. como se muestra en la siguiente tabla:

*Dimensiones y Refuerzos de Zapatas
utilizados en la Práctica.*

Dimensiones			Refuerzo de 3/8" a (cm)	Recubrimiento del acero (cm)
Largo (cm)	Ancho (cm)	Espesor (cm)		
70	70	25	10	5
80	80	20	10	5
90	90	30	10	5
90	90	40	10	5

ya que éste establece dimensiones mínimas de 1.0 m de

ancho, 0.25 m de espesor y 7 cm. de recubrimiento del concreto, por lo tanto las fundaciones construidas en la práctica no cumplen con los requisitos de diseño y seguridad establecidos en él, ver tabla 4-a pág. 33 del R.E.D.S.E.S. Ref. 12.

- Las propiedades físicas del suelo, como el peso volumétrico del suelo (γ_s) y el ángulo de fricción interna (ϕ), (ver tabla I-19) son los que más determinan el diseño de los muros. Además es importante considerarlo en el diseño (ver ejemplo de muro), ya que el A.M.S.S. forma parte de una zona de alto riesgo sísmico.

- Los empujes de tierra sobre un muro de retención son diferentes con cada tipo de suelo, estos dependerán del ángulo de fricción interna típico de cada uno.

En el A.M.S.S. predominan los suelos arena limosa (SM) y limo arenoso (ML), existiendo diferencia en los empujes generados por ellos (ver ejemplo de muros), siendo menor en de la arena limosa por tener mayor ángulo de fricción interna que el limo arenoso (ver tabla I-19).

Por ser los empujes menores en la arena limosa, el dimensionamiento de los muros y su profundidad de desplante requeridos son menores que en los limo arenoso. (Tabla III-76 y Tabla III-77).

Otros factores que influyen en las dimensiones de un muro se muestran en las tablas anteriores estos son:

- * Sobrecarga (w): De acuerdo al análisis de resultados para el caso de las sobrecargas las dimensiones de la sección geométrica del muro, se aumentarán (ver tabla III-78).
- * Angulo de inclinación del talud de relleno (β): En los muros de mampostería de piedra, al aumentar este ángulo, las dimensiones son mayores. (Ver tabla III-76). Las dimensiones en los muros de concreto reforzado son iguales para distintos ángulos de inclinación del talud de relleno, sin embargo lo que sucede en este caso es que por no ser de gravedad, presentan un comportamiento donde se requiere el aumento del talón del muro para lograr su estabilidad.

RECOMENDACIONES.

- Para el Area Metropolitana de San Salvador (A.M.S.S.) donde predominan los suelos SM y ML. Las dimensiones que resultaron para las soleras de fundación al ensayar como en la tabla III-1 se muestra lo que se recomienda utilizar en la sección de 40 cm de ancho y 25 cm de alto. Los refuerzos se obtendrán de la Tabla III-1. Sin embargo para cuando se requiera reducir las dimensiones como 30 cm de ancho y 25 cm de altura que también fue caso que se ensayó, se recomienda que se hagan las pruebas de suelo correspondientes a fin que se cumpla los requisitos mínimos de capacidad de carga del Dr. Terzaghi y lo indicado en el ACI y el R.E.D.S.E.S. Para los refuerzos sugeridos en la tabla III-1 se deberán revisar también.
- Para la construcción de vivienda hasta de dos plantas, debe efectuarse un diseño y control del tipo de fundación (ver ejemplo de zapatas) que la sustente, como los diseñados en las tablas de ayuda de diseño, esto sustituye la práctica empírica que comúnmente se ha venido realizando en nuestro medio.

- Para alturas menores o iguales a 4.5 mts., de un muro, y se requiera (por espacio restringido) que la puntera no exista en la sección geométrica, se recomienda utilizar el muro de mampostería de piedra, ya que para esas alturas, estos están diseñados sin puntera.

- Se usará inclinación de talud del relleno (β) hasta 30° , según se indica en las tablas III-17 a III-74, ya que a partir de ese valor las dimensiones del muro se incrementarán.
Además el ángulo del talud de relleno no debe ser mayor que el ángulo de fricción de relleno, porque en ese caso no tiene solución el diseño de muros.

- La capacidad de carga del suelo se debe realizar de acuerdo a los criterios de capacidad de carga del Dr. K. Terzaghi (ver ejemplo de zapatas) y para el cálculo de los empujes de tierras se harán a partir de la teoría de Rankine. (Ver ejemplo de muros).

- A pesar de la confiabilidad de los datos mostrados sobre las características físicas de los suelos predominantes en el A.M.S.S. y los diseños propuestos de las fundaciones en las tablas de ayuda de diseño, se recomienda realizar un estudio más detallado de las características físicas y

mecánicas de los suelos donde se proyecta realizar la construcción para reevaluar el diseño de la fundación utilizando la metodología presentada en este trabajo.

Efectuar un estudio más detallado con base a lo realizado en las referencias 5 y 9 sobre el comportamiento de las fundaciones que empíricamente se construyen y evaluarlas comparativamente con los criterios establecidos en el R.E.D.S.E.S.

REFERENCIAS GENERALES.

- 1- TERZAGHI KARL Y PECK R. B. (1969). MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA. EDITORIAL "EL ATENEO S.A. DE C.V. SEGUNDA EDICION.
- 2- BERRY PETER L. Y REID DAVID. (1993). MECANICA DE SUELOS. EDITORIAL Mc GRAW HILL. PRIMERA EDICION. ESPAÑOL MEXICO.
- 3- SOWER GEORGE B. Y SOWER GEORGE F. (1983). INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. EDITORIAL LIMUSA. PRIMERA EDICION. MEXICO.
- 4- REGLAMENTO DE EMERGENCIA DE DISEÑO SISMICO DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR. (1989).
- 5- CALEDONIO ANA M. Y MORALES LIGIA M. (1994). "ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS EN EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR". TESIS U.P.E.S.
- 6- CRESPO VILLALAS, CARLOS. (1993). MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES EDITODIAL LIMUSA, CUARTA EDICION. MEXICO.

- 7- JUAREZ BADILLO EULALIO Y RICO RODRIGUEZ ALFONSO (1973) MECANICA DE SUELOS TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS. TOMO II. EDITORIAL LIMUSA. PRIMERA EDICION MEXICO.
- 8- BERTRAN, GEORGE E. (1962). ENSAYOS DE SUELOS FUNDAMENTALES PARA LA CONSTRUCCION. MADRID.
- 9- CABRERA LEON A.F., MAJANO TREJO A.V. Y VLADIMIR A. MAJANO TREJO (1994). INTERPRETACION DE ALGUNAS PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS CENIZAS VOLCANICAS DEL A.M.S.S. USOS PRACTICOS DE LA GEOTECNICA. TBG. UAE.
- 10- SPAMPINATO, AGRIPINO. 1959. TEORIA Y CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO. LIBRERIA Y EDITORIAL ALSINA. SEGUNDA EDICION. BUENOS AIRES, ARGENTINA.
- 11- DEPARTAMENTO TECNICO VOCACIONAL. COMISION DE EVENTOS CIENTIFICOS Y CULTURALES. SIMPOSIO SOBRE CIMENTACIONES. MAYO 1989.
- 12- REGLAMENTO DE EMERGENCIA DE DISEÑO SISMICO DE EL SALVADOR. R.E.D.S.E.S. (1986).

BIBLIOGRAFIA.

- 1- BARROS J. (1974). MUROS DE CONTENCION. EDITORIAL C.E.A.C. PRIMERA EDICION. ESPAÑA.
- 2- BERTLAN, GEORGE E. (1962). ENSAYOS DE SUELOS FUNDAMENTALES PARA LA CONSTRUCCION. MADRID.
- 3- BERRY PETER L. Y REID DAVID. (1993). MECANICA DE SUELOS. EDITORIAL Mc GRAW HILL. PRIMERA EDICION. ESPAÑOL MEXICO.
- 4- BOWLES, JOSEPH. E. 1968. FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. EDITORIAL MCGRAW HILL. NEW YORK.
- 5- CALEDONIO ANA M. Y MORALES LIGIA M. (1994). "ESTUDIO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS EN EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR". TBG. U.P.E.S.
- 6- CABRERA LEON A.F., MAJANO TREJO A.V. Y VLADIMIR A. MAJANO TREJO (1994). INTERPRETACION DE ALGUNAS PROPIEDADES INGENIERILES DE LAS CENIZAS VOLCANICAS DEL A.M.S.S. USOS PRACTICOS DE LA GEOTECNICA. TBG. U.A.E.
- 7- CORDOVA VELASQUEZ, CARLOS ATILIO Y OTROS (1992). CRITERIOS BÁSICOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE OBRAS DE PROTECCION EN PROYECTOS DE URBANIZACION. TBG. ING. VILVIL. FIA. UES. SAN SALVADOR.
- 8- CRESPO VILLALAS, CARLOS. (1993). MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES EDITODIAL LIMUSA, CUARTA EDICION. MEXICO.
- 9- DEPARTAMENTO TECNICO VOCACIONAL. COMISION DE EVENTOS CIENTIFICOS Y CULTURALES. SIMPOSIO SOBRE CIMENTACIONES. MAYO 1989.

- 10- FLORES ALVARADO, ADRY VIVINA (1995), "EVALUACION DE PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFALTICO EN CARRETERAS APLICANDO LA VIGA BENKELMAN Y PROPUESTA METODOLOGICA PARA LA REABILITACION Y MANTENIMIENTO. TBG. ING. CIVIL. FIA. UES. SAN SALVADOR.
- 11- GUANDIQUE MENJIVAR, SALVADOR ANTONIO Y OTROS (1974). LA MECANICA DE SUELOS APLICADA A PROBLEMAS PRACTICOS DE INGENIERIA. MURO DE VARIOS TIPOS. SEMINARIO DE GRADUACION INGENIERIA CIVIL. FIA. UES. SAN SALVADOR.
- 12- JUAREZ BADILLO EULALIO Y RICO RODRIGUEZ ALFONSO (1973) MECANICA DE SUELOS TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS. TOMO II. EDITORIAL LIMUSA. 1ª EDICION. MEXICO.
- 13- REDSES. REGLAMENTO DE EMERGENCIA DE DISEÑO SISMICO DE EL SALVADOR. (1986).
- 14- ALFONSO RICO RODRIGUEZ Y HEMILIO DEL CASTILLO. (1994). LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES. VOLUMEN I. CARRETERAS, FERROCARRILES Y AUTOPISTAS. EDITORIAL LIMUSA, S.A. MEXICO.
- 15- SPAMPINATO, AGRIPINO. (1959). TEORIA Y CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO. LIBRERIA Y EDITORIAL ALSINA. SEGUNDA EDICION. BUENOS AIRES, ARGENTINA.
- 16- SOWER GEORGE B. Y SOWER GEORGE F. (1983). INTRODUCCION A LA MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. EDITORIAL LIMUSA. PRIMERA EDICION. MEXICO.
- 17- TERZAGHI KARL Y PECK R. B. (1969). MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA. EDITORIAL "EL ATENEO S.A. DE C.V. SEGUNDA EDICION.

A N E X O S

ANEXO 1

LONGITUDES DE DESARROLLO DE VARILLAS

DIAMETRO DE VARILLA GRADO 40	LONGITUD DE DESARROLLO (l_d)
3/8"	40.0 cm
1/2"	40.0 cm
5/8"	46.0 cm
3/4"	66.0 cm
7/8"	90.0 cm
1"	120.0 cm

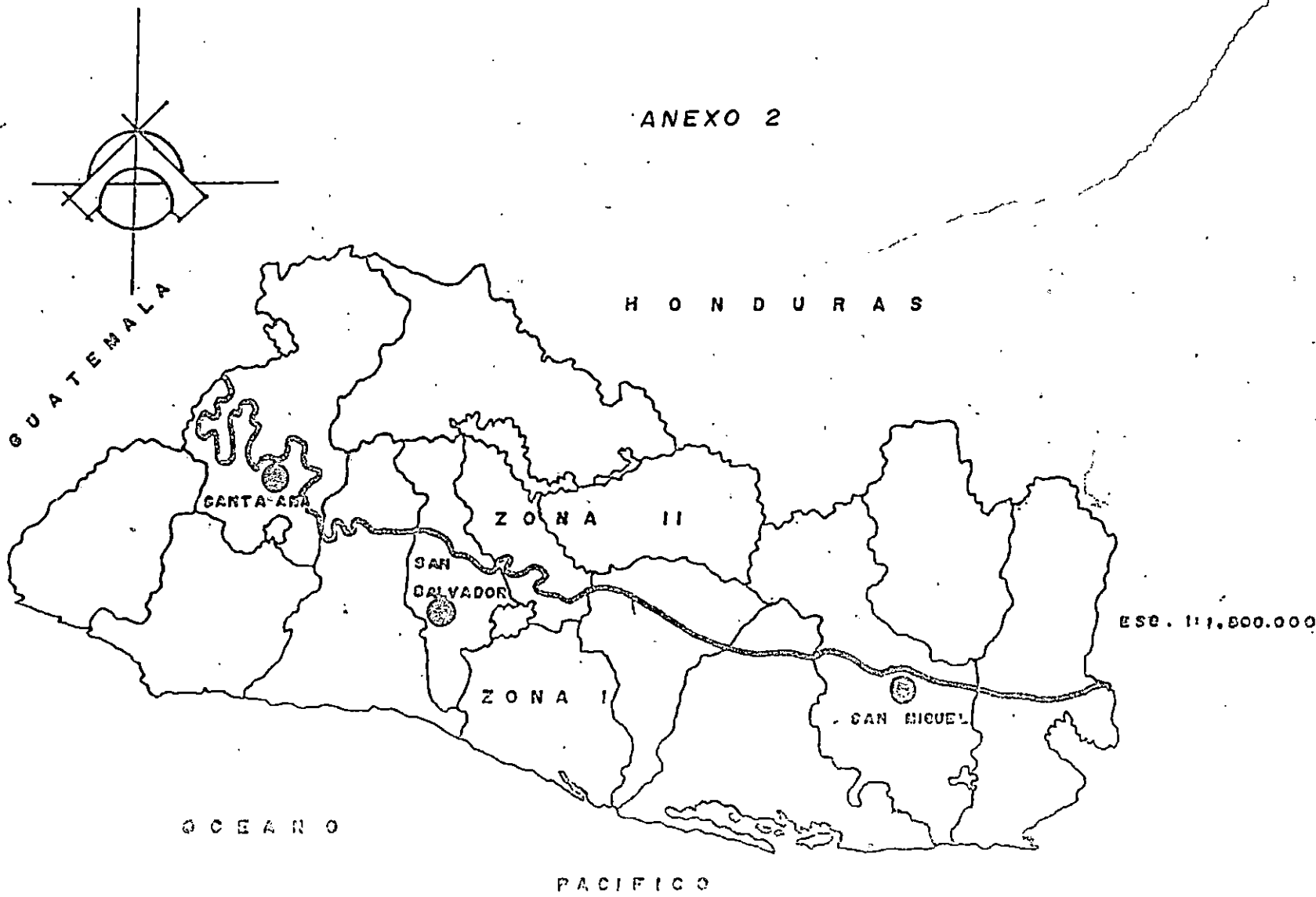


FIG. 10. MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA DE EL SALVADOR
 (Tomada del Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de
 El Salvador, 1966.)