

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



**DISEÑO DE UNA HERRAMIENTA DE CÁLCULO
ESTRUCTURAL PARA LOS SISTEMAS DE ENCOFRADOS IN
SITU: MADERA ASERRADA Y SISTEMA DE VIGAS H20**

PRESENTADO POR:

RICARDO ALFREDO REYES HENRÍQUEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JULIO 2021.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

Ph.D. EDGAR ARMANDO PEÑA FIGUEROA

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. ANÍBAL RODOLFO ORTIZ

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**DISEÑO DE UNA HERRAMIENTA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL
PARA LOS SISTEMAS DE ENCOFRADOS IN SITU: MADERA
ASERRADA Y SISTEMA DE VIGAS H20**

Presentado por: :

RICARDO ALFREDO REYES HENRÍQUEZ

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

MSc. ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES

San Salvador, Julio 2021.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

MSc. ING. NICOLÁS ELÍAS GUEVARA MORALES

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios padre, quien me ha permitido culminar con éxito esta etapa, darme fortaleza y voluntad para no rendirme incluso en los momentos de flaqueza y poder obtener mi título de Ingeniero Civil.

Agradezco a mi familia y amigos por su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera como estudiante. Agradezco las experiencias buenas y malas que tuve que vivir a lo largo de este proceso ya que con esto pude darme cuenta que la actitud en cada situación juego un papel muy importante para poder encaminar mi vida hasta cumplir cada uno de mis propósitos en este viaje llamado vida.

Agradezco a Dios por el asesor de trabajo de graduación que puso en mi camino, el Ing. Nicolás Guevara es un excelente profesional, una persona bondadosa y siempre dispuesto a ayudar sin pensarlo dos veces. Estaré siempre agradecido por todo lo que hizo por mí a lo largo de este proceso, le deseo muchísimos éxitos en su vida personal y profesional, como docente e ingeniero estructurista. Que Dios lo bendiga al igual que a toda su familia.

Agradezco también al Ing. Ranulfo Cárcamo quien desde un principio se notó abierto a llevar mi trabajo de graduación y aunque el destino no permitió poder culminar este trabajo con él, fue quien dio forma a gran parte del contenido del trabajo.

Agradezco infinitamente a Leonel Ramos, quien fue alguien sumamente fundamental para poder hacer realidad el programa FDUES. Muchísimas gracias por tu paciencia y enseñanzas, y por estar dispuesto a ayudarme en cada momento.

Agradezco a Dios por todas las personas que ha puesto en mi camino hasta el día de hoy, cada una me ha enseñado lecciones distintas y de gran valor.

DEDICATORIA

Este trabajo de graduación va dedicado, en primer lugar, a mi padre Alfredo Reyes Sánchez, quien ha sido mi mayor inspiración a lo largo de mi formación como profesional. Partió al cielo en el año 2013, justamente el año en que inicié este reto. Fueron meses de desconsuelo luego de su partida, hasta que entendí que él nunca me ha dejado solo, ni se ha ido de mi lado. Entendí que ese pilar siempre ha estado para mí, sobre todo en los momentos donde me he planteado renunciar a mis sueños, siempre logra empujarme hacia adelante, aunque ya no se encuentre en forma física, nunca he dejado de sentir sus consejos y buenas enseñanzas en los momentos que más los he necesitado. Lo amo papá, finalmente, puedo decir que lo hemos logrado.

También, dedico este logro a mi madre Carmen Henríquez, quien ha sido mi todo y me ha demostrado día con día todo su amor y apoyo en cada una de mis decisiones, Dios no me pudo bendecir con una mejor madre, quien realmente daría todo por cada uno de sus hijos. La amaré hasta la eternidad y siempre la llevaré en mi corazón, desde siempre me prometí ayudarle económicamente y gracias a Dios, se me han dado los medios para poder comenzar a hacerlo. La amo inmensamente y gracias por ser la mamá más genial y auténtica de todas y estar siempre conmigo.

Además, dedico este logro a mi Tía Magdalena Reyes, hermana de mi padre, quien fue llamada por Dios de manera totalmente inesperada en Abril del 2020, y que por azares del destino, no pudimos darle el último adiós, ya que teníamos una pandemia que nos impedía poder acompañar a mi familia en este dolor tan grande que aún me pesa. Mi tía Magda fue una pieza clave para mí, fue quien me permitió tener una formación académica digna, pagó mis colegiaturas durante muchos años, cuando mis padres no podían hacerlo, muchas cosas se las debo a ella, mi tía favorita, mi segunda madre, la llevaré para siempre conmigo, infinitas gracias hasta el cielo.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	XX
CAPÍTULO 1	
1.1. Antecedentes.....	2
1.2. Planteamiento del problema	4
1.3. Objetivos.....	5
1.3.1. Objetivo general	5
1.3.2. Objetivos específicos.....	6
1.4. Alcances y limitaciones.....	6
1.4.1. Alcances.....	6
1.4.2. Limitaciones	6
1.5. Justificaciones.....	8
CAPÍTULO 2	
2.1. Características de los encofrados de mayor demanda en la actualidad. ...	11
2.1.1. Encofrados de madera.	11
2.1.2. Sistema de vigas H20.....	16
2.2. Propiedades físicas y mecánicas de los materiales para sistemas de encofrados.	26
2.2.1. Madera aserrada.	26
2.2.2. Sistema de viga H20.	33
2.2.3. Madera contrachapada (Revestimiento del encofrado).....	43
2.3. Presiones producidas por el concreto fresco en encofrados.....	51
2.3.1. Presión lateral de concreto sobre el encofrado.	51
2.3.2. Concreto normal y bombeable.	52

2.3.2.1. Presiones laterales del concreto normal o bombeable en encofrados de muros.	53
2.3.2.2. Presiones laterales del concreto normal o bombeable en encofrados de columnas.	58
2.3.3. <i>Concreto autocompactable</i>	61
2.3.3.1. Presiones laterales del concreto autocompactable en encofrados de muros y columnas.	62
2.3.4. <i>Efecto del peso específico del concreto sobre la presión</i>	63
2.3.5. <i>Cargas verticales en encofrados</i>	64
2.4. <i>Cargas por viento en sistemas de encofrado</i>	66
2.5. <i>Proceso de desencofrado</i>	69
CAPÍTULO 3	
3.1. <i>Fallas en los encofrados</i>	72
3.2. <i>Diseño de miembros que conforman a los sistemas de encofrados</i>	75
3.3. <i>Deducción de ecuaciones de diseño para vigas primarias (Walers) y vigas secundarias (Studs), en sistemas de encofrados</i>	75
3.3.1. <i>Esfuerzos normales en vigas de sistemas de encofrados</i>	80
3.3.2. <i>Esfuerzo cortante en vigas de sistemas de encofrados</i>	82
3.3.3. <i>Deflexión en vigas de sistemas de encofrados</i>	85
3.4. <i>Ecuaciones de diseño para la determinación de los claros máximos a lo largo de vigas de un solo claro que conforman a los sistemas de encofrados</i>	88
3.4.1. <i>Separación máxima admisible en función a los esfuerzos normales</i> . .	88
3.4.2. <i>Separación máxima admisible en función a los esfuerzos cortantes</i> . .	88
3.4.3. <i>Separación máxima admisible en función a las deflexiones de diseño</i>	89

3.5. Ecuaciones de diseño para la determinación de los claros máximos a lo largo de vigas de dos o más claros que conforman a los sistemas de encofrados.....	90
3.5.1. Separación máxima admisible en función a los esfuerzos normales. .	90
3.5.2. Separación máxima admisible en función a los esfuerzos cortantes. .	90
3.5.3. Separación máxima admisible en función a las deflexiones de diseño.	91
3.6. Ecuaciones de diseño para la determinación de las longitudes máximas admisibles bajo esfuerzos normales, cortantes y la deflexión a lo largo del revestimiento.....	92
3.6.1. Longitudes máximas admisibles en el revestimiento en función de los esfuerzos normales.	93
3.6.2. Longitudes máximas admisibles en el revestimiento en función de los esfuerzos cortantes.	94
3.6.3. Longitudes máximas admisibles en el revestimiento en función de las deflexiones de diseño.....	96
3.7. Diseño de encofrados de muros.	98
3.7.A. Proceso de diseño para encofrados de muros.....	98
3.7.A.1 Ejemplo de encofrados de muros mediante madera aserrada.....	108
3.7.A.2. Ejemplo de encofrados de muros mediante el sistema de vigas H20.	120
3.8. Diseño de encofrados de Columna.....	130
3.8.B. Proceso de diseño para encofrados de columnas.	130
3.8.B.1. Ejemplo de encofrados de columnas mediante madera aserrada.	140
3.8.B.2. Ejemplo de encofrados de columnas mediante el sistema de vigas H20.....	154
3.9. Diseño de encofrados de losas.....	171

3.9.C.1. Proceso de diseño para encofrados de losas.	171
3.9.C.1 Ejemplo de encofrados de losas mediante madera aserrada.	179
3.9.C.2. Ejemplo de encofrados de losas mediante el sistema de vigas H20.	188
3.10. Diseño de encofrados de vigas de concreto.	196
3.10.D. Proceso de diseño para encofrados de vigas de concreto.	196
3.10.D.1. Ejemplo de encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada.	217
3.10.D.1. Ejemplo de encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20.	231

CAPÍTULO 4

4.1. Información general.	245
4.2. Pasos a seguir para la instalación de Formwork Design UES- FDUES... ..	245
4.3. Descripción del entorno de diseño.	261
4.3.1. Encofrados para muros.	264
4.3.2. Encofrados para columnas.	270
4.3.3. Encofrados para losas.	272
4.3.4. Encofrados para vigas.	275
4.4. Análisis de Resultados.	277
4.4.1. Ejemplo de encofrados de muros mediante madera aserrada.	278
4.4.2. Análisis de resultados para encofrados de muros.	281
4.4.3. Análisis de resultados para encofrados de columnas.	282
4.4.4. Análisis de resultados para encofrados de losas.	284
4.4.5. Análisis de resultados para encofrados de vigas.	284

CAPÍTULO 5

5.1. Conclusiones.	286
-------------------------	-----

5.2. Recomendaciones.	289
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	292
ANEXOS.....	295

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2-1. Encofrados de entrepiso mediante madera aserrada. Civilgeeks (2012).</i>	11
<i>Figura 2-2. Aserraderos en El Salvador. Madera Rado, (2014).</i>	13
<i>Figura 2-3. Encofrado de muros a un rostro mediante el sistema de vigas H20. Doka, (2019)</i>	18
<i>Figura 2-4. Vigas de madera H20. Gestión maderera S.A.C, (2017)</i>	20
<i>Figura 2-5. Riel multiusos de acero. Doka, (2019)</i>	21
<i>Figura 2-6. Plyform o plywood film. Gestión maderera S.A.C, (2017)</i>	22
<i>Figura 2-7. Varilla Roscada. Gestión maderera S.A.C, (2017)</i>	23
<i>Figura 2-8. Cabezal doble para vigas H20. Gestión maderera S.A.C, (2017)</i> .	23
<i>Figura 2-9. Cabezal simple. Gestión maderera S.A.C, (2017)</i>	24
<i>Figura 2-10. Trípode para puntal. Gestión maderera S.A.C, (2017)</i>	24
<i>Figura 2-11. Puntal telescópico o extensible.</i>	25
<i>Figura 2-12. Apuntalamiento mediante andamio de carga. Martínez, (2019).</i> .	26
<i>Figura 2-13. Simbología para sección transversal de miembros de madera. Peurifoy, (2011)</i>	28
<i>Figura 2-14. Geometría de la sección transversal de una viga H20. Reyes, (2021)</i>	35
<i>Figura 2-15. Caso especial de la viga H20, en encofrados de vigas de concreto. Shandong Xingang Formwork, (2020)</i>	37
<i>Figura 2-16. Sección transversal de perfil tipo C que conforma al riel de acero. Doka, (2018)</i>	39
<i>Figura 2-17. Sección compuesta de dos perfiles tipo C para conformar el riel de acero del sistema de vigas H20. Doka, (2018)</i>	40
<i>Figura 2-18. Espécimen de una tira de 30 cm de plywood para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas. DR, (2007)</i>	45
<i>Figura 2-19. Ties de encofrado para muros de concreto. Peurifoy, (2011)</i>	51

<i>Figura 2-20. Diagrama de presiones en encofrados de muros con tasas de llenado menores o iguales a 4.5 m/h y una altura de caída del concreto menor a 4.2 m. Reyes (2021).</i>	54
<i>Figura 2-21. Diagrama de presiones en encofrados de columnas con presiones hidrostáticas completas. (“Formwork for concrete structures”, 2011, Robert Peurifoy).</i>	59
<i>Figura 2-22. Reacciones producidas por la carga del viento. Peurifoy, (2011)</i>	67
<i>Figura 3-1. Claros simples a lo largo de vigas secundarias en asientos para encofrados de vigas de concreto. ARRECONSA, (2018).</i>	86
<i>Figura 3-2. Falla por rodamiento de capas en plywood (Rolling Shear) (Saavedra, 2015)</i>	95
<i>Figura 3-3. Miembros que conforman al encofrado de muros. Peurifoy, (2011)</i>	99
<i>Figura 3-4. Distribución de studs, walers y Ties para el encofrado de muros dado. Reyes, (2020)</i>	119
<i>Figura 3-5. Distribución entre Studs, Walers y Ties para el encofrado de muros dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020)</i>	129
<i>Figura 3-6. Distribución de miembros de madera para encofrados de columnas. Peurifoy, (2011).</i>	143
<i>Figura 3-7. Sistema de abrazaderas con varillas, para dar confinamiento al encofrado de columnas. Peurifoy, (2011)</i>	147
<i>Figura 3-8. Distribución entre Studs y abrazaderas para el encofrado de columnas dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020)</i>	154
<i>Figura 3-9. Distribución entre Studs y abrazaderas para el encofrado de columnas dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados], (2020)</i>	170
<i>Figura 3-10. Componentes de un encofrado para losa de concreto. ARRECONSA, (2018)</i>	172
<i>Figura 3-11. Distribución entre vigas primarias, secundarias y puntales para el encofrado de losas dado. (Martínez, 2019)</i>	188

<i>Figura 3-12. Distribución entre vigas primarias, secundarias y patas del marco de carga para el encofrado de losas dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados], (2020)</i>	195
<i>Figura 3-13. Componentes de un encofrado para vigas de concreto. ARRECONSA, (2018).....</i>	197
<i>Figura 3-14. Sección transversal y reacciones en las vigas secundarias para un encofrado de vigas de concreto. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).</i>	201
<i>Figura 3-15. Encofrado de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).</i>	209
<i>Figura 3-16. Encofrado de vigas de concreto mediante el sistema de madera aserrada. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).</i>	230
<i>Figura 3-17. Distribución entre vigas H20 en los costados del encofrado. (Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], 2020)</i>	233
<i>Figura 3-18. Distribución de elementos para un encofrado de vigas de concreto mediante vigas H20. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).....</i>	243
<i>Figura 4-1. Cuadro de diálogo Ejecutar de Windows. Reyes, (2021)</i>	246
<i>Figura 4-2. Cuadro de diálogo símbolo del sistema de Windows. Reyes, (2021)</i>	246
<i>Figura 4-3. Verificación de una versión actualizada de Java. Wikihow, (2015).</i>	247
<i>Figura 4-4. No existe versión java instalada en el ordenador. Wikihow, (2015).</i>	247
<i>Figura 4-5. Ejecutar el instalador de Xampp como administrador. Reyes, (2021)</i>	248
<i>Figura 4-6. Ventana de advertencia sobre el antivirus. Software libre, (2019).249</i>	
<i>Figura 4-7. Ventana de advertencia acerca de problemas de compatibilidad con UAC. Software libre, (2019).</i>	249

<i>Figura 4-8. Ventana de bienvenida para la instalación de Xampp. Software libre, (2019).</i>	250
<i>Figura 4-9. Componentes de gestión Xampp. Software libre, (2019).</i>	250
<i>Figura 4-10. Ubicación de la carpeta de instalación Xampp. Software libre, (2019).</i>	251
<i>Figura 4-11. Complemento de instalación Xampp. Software libre, (2019).</i>	251
<i>Figura 4-12. Todo listo para proceder con la instalación de Xampp. Software libre, (2019).</i>	252
<i>Figura 4-13. Inicio de instalación de Xampp. Software libre, (2019).</i>	252
<i>Figura 4-14. Acceso a redes privadas y públicas. Software libre, (2019).</i>	253
<i>Figura 4-15. Instalación de Xampp finalizada. Software libre, (2019).</i>	253
<i>Figura 4-16. Selección de idioma. Software libre, (2019).</i>	254
<i>Figura 4-17. Panel de control Xampp. Software libre, (2019).</i>	254
<i>Figura 4-18. Activación de módulos en Xampp. Software libre, (2019).</i>	255
<i>Figura 4-19. Archivos generados luego de la instalación de Xampp. Software libre, (2019).</i>	255
<i>Figura 4-20. Buscar en el explorador la carpeta de inicialización automática de programas. Reyes, (2021)</i>	256
<i>Figura 4-21. Copiar acceso directo de Xampp hacia carpeta de inicialización automática. Reyes, (2021).</i>	256
<i>Figura 4-22. Creación de base de datos. phpMyAdmin, (2021).</i>	257
<i>Figura 4-23. Asignación del código de programación. phpMyAdmin, (2021).</i>	258
<i>Figura 4-24. Codificación del programa de diseño. Reyes, (2021)</i>	259
<i>Figura 4-25. Asignación del código de programación. phpMyAdmin, (2021).</i>	259
<i>Figura 4-26. Verificación de la codificación asignada a la base de datos. phpMyAdmin, (2021).</i>	260
<i>Figura 4-27. Creación de acceso directo para programa de diseño. Reyes, (2021)</i>	260
<i>Figura 4-28. Registro de Usuario. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	261

<i>Figura 4-29. Entorno de gestión del usuario. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	262
<i>Figura 4-30. ID único para cada proceso de cálculo. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	263
<i>Figura 4-31. Selección del tipo de estructura a colar. Columnas. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	263
<i>Figura 4-32. Selección del tipo de concreto a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	264
<i>Figura 4-33. Propiedades del concreto a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	265
<i>Figura 4-34. Parámetros dimensionales para el diseño del encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	266
<i>Figura 4-35. Método de colado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	267
<i>Figura 4-36. Tasa de llenado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	268
<i>Figura 4-37. Selección de los miembros que compondrán a los sistemas de encofrados de muros mediante madera. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	269
<i>Figura 4-38. Selección del revestimiento que compondrá al sistema de encofrados mediante el sistema de vigas H20. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	269
<i>Figura 4-39. Vista previa del reporte de resultados. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	270
<i>Figura 4-40. Parámetros dimensionales para el diseño del encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	271
<i>Figura 4-41. Selección de los miembros que compondrán a los sistemas de encofrados de columnas mediante madera. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	272
<i>Figura 4-42. Parámetros de diseño para encofrados de losas. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	272
<i>Figura 4-43. Método de colado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	273

<i>Figura 4-44. Selección de los elementos que compondrán al encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	274
<i>Figura 4-45. Parámetros de diseño para encofrados de vigas. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	275
<i>Figura 4-46. Selección de los elementos que compondrán al encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	277
<i>Figura 4-47. Selección de concreto bombeable con revenimiento menor a 17.5 cm. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	278
<i>Figura 4-48. Propiedades del concreto a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	278
<i>Figura 4-49. Parámetros dimensionales del muro a encofrar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	279
<i>Figura 4-50. Selección del método de colado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	279
<i>Figura 4-51. Introducción de la tasa de llenado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	280
<i>Figura 4-52. Selección de los miembros que compondrán al encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).</i>	280
<i>Figura 4-53. Resultados obtenidos a partir del reporte proporcionado por el programa, para el tercio inferior de la columna, analizando las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.</i>	282
<i>Figura 4-54. Resultados obtenidos a partir del reporte proporcionado por el programa, para el tercio inferior de la columna, analizando las propiedades físicas y mecánicas de las abrazaderas.</i>	283

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2-1. Propiedades de madera seca s4s, humedad menor al 19%. Nds (2018).</i>	29
<i>Tabla 2-2. Valores de diseño de referencia para pino con humedad menor al 19%. Tesis “propuesta de cálculo, diseño y construcción de encofrados en el salvador, (1995).</i>	30
<i>Tabla 2-3. Factor de ajuste cd por duración de la carga. Nds, (2018)</i>	32
<i>Tabla 2-4. Factor de ajuste para humedad mayor al 19%. Nds, (2018)</i>	32
<i>Tabla 2-5. Propiedades mecánicas de viga h20.</i>	33
<i>Tabla 2-6. Propiedades físicas y mecánicas de vigas h20. Reyes (2020)</i>	36
<i>Tabla 2-7. Propiedades físicas y mecánicas de los patines de las vigas h20. Reyes (2020)</i>	38
<i>Tabla 2-8. Dimensiones de cada perfil c que conforma al riel de acero. Doka, (2018)</i>	39
<i>Tabla 2-9. Propiedades físicas y mecánicas del riel de acero. Doka, (2018)</i>	40
<i>Tabla 2-11. Propiedades de las secciones efectivas de plywood, para una tira de plywood de 30 cm de ancho y diferentes espesores. Peurifoy, (2011)</i>	47
<i>Tabla 2-12. Esfuerzo admisible para plywood, en kg/cm². Peurifoy, (2011)</i>	48
<i>Tabla 2-13. Propiedades de las secciones efectivas de plyform, para una tira de 30 cm de ancho y diferentes espesores. Peurifoy, (2011)</i>	49
<i>Tabla 2-14. Esfuerzos admisibles en el plyform, kg/cm². Peurifoy, (2011)</i>	50
<i>Tabla 2-15. Valores de coeficiente para el peso específico del concreto. Aci 347-14, (2014)</i>	56
<i>Tabla 2-16. Valores de coeficiente químico del cemento. Aci 347-14, (2014)</i> ..	56
<i>Tabla 2-17. Fuerzas mínimas de diseño para el aplomado de estructuras. Aci 347 sp-4, (2014)</i>	66
<i>Tabla 3-1. Momento flector, fuerza cortante y deflexión para distintas condiciones de apoyo y carga en vigas. Peurifoy, (2011)</i>	79

<i>Tabla 3-2. Resumen de diseño, encofrado de muro mediante madera aserrada. Reyes, (2020)</i>	120
<i>Tabla 3-3. Resumen de diseño, encofrado de muro mediante vigas h20. Reyes, (2020)</i>	130
<i>Tabla 3-4. Resumen de diseño, encofrado de columnas mediante madera aserrada. Reyes, (2020)</i>	153
<i>Tabla 3-5. Resumen de diseño, para encofrado de columnas mediante vigas h20. Reyes, (2020)</i>	171
<i>Tabla 3-6. Resumen de diseño, para encofrado de losas mediante madera aserrada. Reyes, (2020).</i>	188
<i>Tabla 3-7. Resumen de diseño, para encofrado de losas mediante vigas h20. Reyes, (2020)</i>	196
<i>Tabla 3-8. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada. Reyes, (2020).</i>	230
<i>Tabla 3-8. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada. Reyes, (2020).</i>	231
<i>Tabla 3-9. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas h20. Reyes, (2020).</i>	242
<i>Tabla 3-9. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas h20. Reyes, (2020).</i>	243

INTRODUCCIÓN

Hoy en día, los sistemas de encofrados, no cuentan con la importancia ni el protagonismo que requieren. La gran parte de su aplicación en obra, proviene del empirismo y de propuestas proveniente de los maestros de obra, quienes normalmente, son los delegados para atender dicha actividad.

Los beneficios que puede proveer la aplicación de la ingeniería de los encofrados en obra, son diversos. Por mucho, los más destacables son la seguridad ocupacional, que se garantiza al realizar cálculos confiables y el impacto positivo en la economía global del proyecto, que se genera a partir de proponer la cantidad justa de elementos para conformar los encofrados. Además, se deberá tener fuertes criterios para decidir cuándo proceder a desencofrar una estructura, ya que, la economía de los encofrados estará fuertemente ligada con la disponibilidad del equipo de encofrados para futuros colados, por tanto, se deberá tener mucho criterio para no dejar instalado el encofrado más del tiempo necesario, y que éste pueda estar disponible para un futuro colado lo más pronto posible.

En este trabajo de graduación, se abordará tanto el diseño de encofrados mediante el sistema convencional de madera aserrada y el sistema de vigas H20. El primero, con la finalidad de optimizar la cantidad de madera requerida para conformar a un encofrado, sin promover su uso, pero cuando sea requerido, procurar que se haga uso de la menor cantidad posible de manera. Por otra parte, el sistema de vigas H20, se propone debido a que a la fecha de realizado este trabajo de graduación, es el sistema de encofrados de mayor popularidad a nivel mundial y en nuestro país, existe gran presencia de dicho sistema en construcciones de edificaciones y puentes.

Este trabajo de graduación, trata de instruir al lector para que sea capaz de comprender la metodología de diseño que requieren los diversos sistemas y

estructuras de encofrados, para tal efecto, se muestran los parámetros de diseño de cada uno de los elementos y se trata de describir de manera detallada el proceso de cálculo implícito en el diseño de éstos. Pero la finalidad real de este trabajo de graduación, es proporcionar una herramienta de cálculo, donde se pueda realizar consultas para el diseño de diversas estructuras de encofrados y que ésta sea capaz de mostrarle al usuario un reporte detallado de los cálculos generados a partir de su consulta, y que, con dichos valores, pueda proceder al montaje del encofrado en cuestión, aplicando criterios de diseño que permitan optimizar el material a utilizar, sin necesidad de conocer acerca del proceso de diseño de encofrados.

Esta herramienta de diseño, fue creada para ayudar a erradicar el empirismo que hoy en día gobierna el diseño de encofrados y trata de ser lo más intuitiva posible para que el usuario pueda gozar de sus beneficios.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

El proceso evolutivo de los sistemas de encofrados ha sido lento respecto a las fechas de las cuales datan las primeras obras civiles. La historia del encofrado, empieza técnicamente de manera simultánea con la del concreto, debido a que este último se comporta como un líquido en su etapa inicial y se vuelve una tarea obligatoria la utilización de un molde que garantice la forma efectiva de la estructura.

El concreto tanto como los encofrados han evolucionado desde entonces. Con la aparición del cemento Portland en 1824 el concreto se ha convertido en el material favorito de la construcción y el reto por conseguir diseños cada vez más caprichosos y costos más económicos, ha revolucionado los sistemas de encofrados, aunque el concepto principal de éstos no ha cambiado.

La forma más evidente en la que los encofrados han cambiado, es en su uso. Algunos, comprenden todo un sistema, que se ha adaptado a las exigencias de las construcciones modernas. Muestra de ello, son los sistemas de encofrados autotrepantes, que permiten deslizar el encofrado de un nivel al siguiente en estructuras con entresijos de geometría simétrica, donde el sistema de encofrado es accionado por pistones hidráulicos.

La construcción en El Salvador, ha alcanzado un grado de madurez significativo en épocas recientes. Previo a la época de los años 80's, la carencia de métodos constructivos vanguardistas, así como el poco desarrollo en la construcción a nivel regional, obligaban a empresas constructoras locales, indiscriminadamente de su grado de reputación, a implementar indiferentemente a la talla del proyecto, métodos que para su fecha ya resultaban obsoletos, pero que, a pesar de ello, siguen teniendo presencia en proyectos menores como edificaciones de vivienda de bajo presupuesto y control.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

A la fecha, en El Salvador, existe muy poca investigación publicada sobre encofrados. A continuación, se presenta un resumen de las principales publicaciones.

A través del trabajo de graduación “Estudio de Encofrados 1970”, realizado por estudiantes de la Universidad de El Salvador, es evidente notar que, para esas fechas, ya existía un interés por desarrollar una metodología que garantizara una conceptualización lógica en el proceso de diseño de encofrados, donde, se habla de encofrados diseñados bajo la designación del ACI 622, que, para nuestra época, los parámetros de diseño adoptados por esta norma, resultan obsoletos.

Fue hasta la presentación del trabajo de graduación publicado en 1995, nombrado “Propuesta de cálculo, diseño y construcción de encofrados en El Salvador”, que se percibió un análisis más completo acerca de sistemas de encofrados de diversos elementos estructurales, con énfasis en la cobertura y aprovechamiento del material que conforma a los moldes, conceptualizados bajo la denominación del ACI 347, principalmente para elementos de madera aserrada.

Posteriormente, en el año 2014, se realizó la publicación del trabajo de graduación “Diagnóstico del uso de encofrados en elementos estructurales de concreto, para los diferentes tipos de edificaciones en la Zona Oriental de El Salvador”, el cual, es un trabajo muy completo que enmarca muchos de los sistemas de encofrados prefabricados que se utilizan actualmente en edificaciones de la zona oriental de El Salvador, que se limita a la descripción de sus características físicas y del diagnóstico de uso del equipo, en campo.

A la fecha, no se cuenta con un trabajo de graduación que se enfoque en el desarrollo de una herramienta de diseño que permita generar de manera eficiente, el diseño de los principales sistemas de encofrados utilizados en la industria de la construcción salvadoreña, a conveniencia del tipo de estructura que el proyectista desee moldear.

1.2. Planteamiento del problema

La falta de conocimientos técnicos sobre el diseño de encofrados y el exceso de conocimientos empíricos sobre el tema, aplicados a la práctica por parte de personas no facultadas, como el maestro de obra, albañiles o bien, un profesional con poca formación en esta rama de la construcción, pone en riesgo la integridad de la estructura del encofrado; lo que puede traducirse en accidentes catastróficos que atenten con la vida del personal en obra, sí no se toma conciencia sobre el tema. En muchas ocasiones, el factor económico prima sobre la seguridad del personal, lo que puede inducir al constructor a economizar a cambio de la integridad de la estructura.

Existen otras circunstancias en las que empresas dedicadas al arrendamiento de equipo de encofrado, realizan sus propuestas de diseño bajo la denominación del ACI 347, pero al poner en ejecución el montaje del encofrado en obra, no se siguen las recomendaciones técnicas establecidas en el plano de taller debido al bajo nivel de supervisión y conocimiento del tema, y existe una tendencia muy marcada a sustituir elementos claves del diseño por otros elementos de menor capacidad, que, para la disposición del equipo propuesta, no resulta una concepción adecuada.

Debido al reducido nivel de conocimiento del tema y, a que en El Salvador, no se ha tomado la iniciativa de formar a sus profesionales en esta rama tan importante para la construcción, muchas veces se tiene una concepción nada acertada en cuanto al tipo de sistema de encofrado ideal a utilizar para cada tipo de proyecto, resultando esto, ya sea, en un sistema estructuralmente muy sobrado que reflejará un incremento sustancial en los costos del proyecto, o bien, en el peor de los casos, una estructura débil que pondrá en riesgo al personal en obra.

Lo que pretende el desarrollo de este trabajo de graduación, es poder desarrollar una herramienta de cálculo que permita tanto a proyectistas profesionales como estudiantes, analizar estructuras de encofrados de los diversos elementos estructurales que componen a los edificios de concreto reforzado, mediante datos de entrada básicos para cualquier usuario, que podrá ser aplicable a cualquier tipo de estructura que se pretenda moldear. Los sistemas de encofrados sujetos a análisis para este trabajo de graduación, serán:

El sistema convencional de madera aserrada. Ya que, éste es el punto de partida del diseño de encofrados.

El sistema flexible de vigas H20, que, en la actualidad está tomando un papel protagónico en la construcción salvadoreña.

Esta herramienta de cálculo, será capaz de generar al usuario, un reporte de memoria de cálculo, para cada uno de los sistemas de encofrado que se desee diseñar para cualquier tipo de elemento estructural de concreto reforzado, previniendo de esta forma, que se sigan aplicando conocimientos empíricos en campo por falta de conocimiento del tema, mediante la simplificación del proceso de diseño y en un entorno amigable para el usuario.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Elaborar una propuesta de diseño, mediante el desarrollo de una herramienta de cálculo, basada en los lineamientos prescritos por el ACI 347, que permita a estudiantes, profesionales y maestros de obra, poder realizar consultas sobre la composición de diversas estructuras de encofrados, para los sistemas convencionales In-situ de madera aserrada y el sistema de vigas H20.

1.3.2. Objetivos específicos

- Definir las características y propiedades físicas de cada uno de los sistemas de encofrados sujetos a análisis.
- Establecer el proceso de diseño que requiere cada sistema de encofrado sujeto a análisis.
- Reducir el empirismo que existe hoy en día en obra entorno al uso de sistemas de encofrados, a través de una herramienta que permita a los usuarios poder obtener de manera eficiente y confiable la distribución de los elementos que compondrán a las diversas estructuras de encofrados, mediante los sistemas sujetos a análisis.

1.4. Alcances y limitaciones

1.4.1. Alcances

- Se definirán las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes elementos que componen a los sistemas de encofrados sujetos a análisis, al igual que el proceso de diseño implícito para cada sistema en cuestión.
- Se creará una herramienta de cálculo, mediante el lenguaje de programación Java, que permita a cualquier usuario obtener resultados de diseño de diversas estructuras de encofrado, mediante datos de entrada básicos que sean de fácil acceso para el usuario.
- Para el desarrollo de la herramienta de diseño será necesario el dominio del lenguaje de programación Java, así como de los entornos de desarrollo necesarios para la gestión de datos del programa.

1.4.2. Limitaciones

- La investigación y desarrollo de la herramienta de diseño, se limita a los sistemas in situ de madera aserrada y al de vigas H20.
- La llegada de la pandemia a causa de la enfermedad COVID-19, limitó el acceso a información proveniente de profesionales expertos en el tema, por lo que la investigación se limita a libros de texto, trabajos de graduación

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

publicados, conferencias, cursos en línea y experiencias profesionales personales.

- Debido a la falta de formación, tanto académica como profesional de ingenieros civiles en el área de diseño de encofrados en El Salvador, el acceso a información proveniente de personas con experiencia en el tema resulta complicado.
- A causa de la pandemia mencionada previamente, el asesoramiento para el desarrollo de la herramienta de cálculo con ingenieros o técnicos en sistemas informáticos, se ha visto completamente limitado, pudiendo solamente obtener apoyo mediante video tutoriales disponibles en la web, teniendo en cuenta que la puesta en práctica de dichos tutoriales, reducen el tiempo disponible para el desarrollo de este trabajo de graduación.
- Ya que, el software requiere de información sustancial acerca de las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes elementos que conformarán a los distintos tipos de encofrados para realizar los procesos de cálculo, se requiere de una base de datos, de la cual, el programa pueda hacer uso para disponer de dicha información. Lo ideal sería hacer uso de un servidor que sea capaz de almacenarla y gestionarla, pero tener acceso a un servidor estable y confiable resulta costoso e inviable para ser aplicado en este trabajo de graduación, ya que, no se cuenta con recursos ni patrocinios para realizar dicha gestión. Por tanto, para poder almacenar la información requerida para el diseño de las distintas estructuras de encofrados, haremos uso de un simulador de servidor o gestor de base de datos, llamado Xampp, el cual, deberá ser instalado en cada ordenador donde se desee hacer uso del software, y que será capaz de almacenar toda la información necesaria para el proceso de cálculo.

1.5. Justificaciones

En la actualidad, en El Salvador, los elementos estructurales que componen a la mayor parte de edificaciones están concebidos bajo la tipología de concreto reforzado, ya sea de manera parcial o global. Dicha condición, demanda de estructuras que garanticen el confinamiento del concreto durante su proceso de fraguado hasta que éste obtenga la resistencia requerida para permanecer en la disposición concebida sin la necesidad de la estabilidad que la estructura del encofrado pueda llegar a proporcionar.

Dicho esto, el encofrado no podrá ser concebido como un molde cualquiera, dejando al azar sí éste será capaz de soportar las presiones del concreto fresco, más bien, el encofrado deberá ser concebido como una estructura que garantice seguridad, confinamiento del concreto fresco y la optimización de la economía, ya que, por otro lado, no podemos proponer una estructura que se encuentre estructuralmente sobrada, traduciéndose en un impacto negativo para la economía del proyecto. “Para algunas estructuras, asignar prioridad al diseño de encofrado en un proyecto, puede reducir los costos totales hasta en un 25%” (L. Peurifoy 1976)

Gran parte de los accidentes en obras debidos a fallas en elementos, son atribuidas principalmente a los encofrados. Esto radica principalmente en el hecho que, debido a la falta de conocimiento del tema, las estructuras de los encofrados son impuestas de manera empírica por maestros de obra o en su defecto arquitectos o ingenieros que ignoran del tema, y no es hasta que un accidente ocurre, que se comienza a tomar conciencia de la importancia del tema.

El desarrollo de este trabajo de graduación, aportará una herramienta que facilitará el proceso de diseño para los principales sistemas de encofrados sujetos a análisis y que fueron descritos previamente, pudiendo de esta manera,

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

crear un mejor criterio para constructores con poco conocimiento del tema, previo a la puesta en marcha de la construcción de la estructura.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

2.1. Características de los encofrados de mayor demanda en la actualidad.

2.1.1. Encofrados de madera.

Los encofrados de madera, son sistemas que han acompañado a la construcción mediante concreto reforzado desde inicios de 1,900. Su eficiencia suele ser muy buena y su coste relativamente bajo en construcciones menores. Este tipo de encofrado, es fácil de producir, pero requiere mayor tiempo de montaje que sistemas modulares modernos. Su coste de adquisición es relativamente bajo si se le compara con los sistemas modernos, pero para construcciones de gran tamaño, su uso resulta inviable. Posteriormente, debido a las regulaciones medioambientales producidas por la tala indiscriminada de árboles, poco a poco se les dio paso a encofrados de acero o modulares, pero el uso de sistemas de madera aserrada aún tiene presencia de manera parcial, por ejemplo, para los balules de encofrados de vigas de concreto y de manera generalizada para construcciones de vivienda en el interior del país.



Figura 2-1. Encofrados de entepiso mediante madera aserrada. Civilgeeks (2012).

A pesar de no ser un sistema popular hoy en día en nuestro medio, se debe conocer del diseño y características de este tipo de encofrado, debido a que, por más desarrollo que exista en cuanto a sistemas de encofrados, siempre tendremos la necesidad de complementar en campo cualquier tipo de encofrado mediante madera aserrada.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

Un buen diseño de encofrados de madera tomará en cuenta el tiempo que ésta se verá sometida a las cargas vivas y muertas, con el menor número de elementos que conformarán al encofrado, garantizando la estabilidad del mismo.

En este tipo de encofrados el revestimiento a considerar será, ya sea, tablonos de madera, paneles de plywood o aglomerado resistentes a la humedad. Para la madera no tratada y que por tanto absorba humedad, es importante tener en cuenta y debe preverse que éstas se puedan hinchar, para evitar que esto afecte la capacidad del encofrado, se puede aplicar previo al vertido del concreto un material repelente al agua.

También es importante mencionar que, aunque la madera aserrada pueda ser reutilizada, ésta suele presentar un rápido deterioro. El encofrado de madera aserrada es un sistema comúnmente empleado por ser un material muy fácil de obtener en el mercado, su montaje es sencillo y con un buen trabajo de carpintería, permite adoptar casi cualquier forma que se desee.

Los árboles maderables existentes en nuestro medio son los siguientes:

- ✓ Cedro
- ✓ Pino
- ✓ Ciprés
- ✓ Copinol
- ✓ Mangle.

Siendo el Pino, mangle y el ciprés, los más utilizados en nuestro país. Para este trabajo de graduación, limitaremos el diseño de encofrados de madera aserrada utilizando únicamente madera de pino para las vigas primarias (Walers) y para las vigas secundarias (Studs) de los diferentes sistemas de encofrados.



Figura 2-2. Aserraderos en El Salvador. Madera Rado, (2014).

Características físicas de la madera

Entre las características y alteraciones físicas que podrían presentarse en la madera, se encuentra:

1. Humedad
2. Contracción y dilatación
3. Peso Especifico
4. Durabilidad

1. Humedad.

Es la cantidad de agua contenida en la madera, una buena madera no debe ser muy seca, ni tampoco saturada; al estar muy seca ésta se hincha en contacto con el agua y al estar saturada produce una disminución de la resistencia.

El nivel óptimo de humedad está calculado en un 12 y 15% ya que esto evita la proliferación de hongos y la contracción o dilatación que dañaría las dimensiones y acabados de los elementos. La madera tratada no suele presentar problemas de humedad, por tanto, en el proceso de diseño que se verá en el capítulo 3, se considera en condiciones secas.

2. Contracción y dilatación

Si la madera se contrae por su alto contenido de humedad, al evaporarse el agua se originan presiones internas que dañan la madera; si se dilata, producirá daños en la integridad de la madera, haciéndola lucir con curvas y deflexiones indeseables.

3. Peso Específico.

El peso específico de una pieza de madera (850 kg/m^3), puede variar con la luz solar y la época de corte. Una madera entre más densa es, presenta una mayor resistencia a los esfuerzos a que es sometida.

4. Durabilidad.

La madera sin ninguna protección y curado, es objeto de ataque por parte de la podredumbre y el comején. La integridad de la madera, dependerá de la correcta manipulación por parte de los obreros en campo, al momento de encofrar y desencofrar, así como proteger al contacto directo del concreto.

Clasificación de la madera

La siguiente clasificación de la madera está de acuerdo a su uso y normas ASTM, designación D 245-64:

a) Vigas y largueros: Son piezas de sección rectangular (dimensión nominal 12.7×20.32 centímetros o mayores) clasificadas de acuerdo a su resistencia a la flexión cuando están cargadas sobre su cara angosta.

b) Columnas, postes, paralelos y puntales: Son piezas de sección cuadrada o aproximadamente cuadradas de 12.7×12.7 centímetros o mayores en su dimensión nominal. Clasificadas esencialmente para ser empleadas como postes o columnas; pero adaptables a usos diversos en las que la resistencia a la flexión no tenga importancia especial.

c) Tablones: son piezas de sección rectangular (dimensión nominal de 5 a 10 centímetros de espesor y de 10 centímetros o más de ancho) clasificadas de

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

acuerdo a su resistencia a la flexión cuando están cargadas sobre su cara angosta, como largueros o sobre su cara ancha como tablones.

d) Tablas Estructurales: Elementos estructurales de 2.5 centímetros de espesor de sección nominal, usadas en entarimados o pisos, clasificadas de acuerdo a la resistencia en la flexión.

Clasificación de los encofrados de madera

Dentro de los encofrados hechos con madera tenemos:

- a) Encofrado para columnas
- b) Encofrado para viga
- c) Encofrado para losa
- d) Encofrado para muro
- e) Encofrado para zapata

Ventajas del uso de encofrados de madera

- a) El encofrado tradicional (de madera) es económico, su costo de inversión es bajo respecto al de sistemas modernos.
- b) Permite producir prácticamente cualquier forma que presenten ciertos detalles constructivos, pero no con tanta facilidad que los encofrados plásticos.
- c) Es de fácil montaje.
- d) Bajo peso en relación a su resistencia.
- e) Por ser un material liviano presenta una considerable capacidad a la tracción y comprensión.
- f) Buena trabajabilidad, y textura.
- g) De fácil acceso en el mercado.

Desventajas del uso de encofrados de madera

- a) El uso de clavos y tornillos no debe ser excesivo, ya que dicha práctica desgastará rápidamente la madera. Para su optima conservación, es

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

recomendable hacer uso de clavos de cabeza doble para una extracción fácil y sin dañar la madera.

- b) Para obras a gran escala, se vuelve complicada y costosa la fabricación de estructuras de madera.
- c) Cuando la madera sufre algún daño, se debe evaluar si es apta para ser reutilizada.
- d) Cuando se realice el desencofrado, debe tenerse mucho cuidado con el uso del martillo y la barra de uña para no rasgar ni dañar la madera.

2.1.2. Sistema de vigas H20.

El sistema de vigas H20, es el sistema de encofrados de mayor demanda y aceptación, a la fecha de realizado el presente trabajo de graduación. Su popularidad radica en la diversidad de usos que se les puede dar, y en su bajo peso por metro lineal (11.09 Kg/m), lo cual, la hace una viga de fácil traslado en obra.

El sistema de vigas H20, es un sistema de alto rendimiento que puede ser empleado en todo tipo de encofrados para estructuras de concreto. Puede ser utilizado tanto en edificaciones, así como en obras de gran envergadura, como pilas y tableros de puentes.

En nuestro país, existen empresas dedicadas al arrendamiento de equipos de encofrados y apuntalamiento, y es gracias a éstas, que podemos disponer de dichos sistemas constructivos. Normalmente, cuando nos disponemos a utilizar dichos sistemas, los proyectistas desconocen de las propiedades físicas y mecánicas de los elementos que componen a los sistemas de vigas H20, por tanto, acuden a la recomendación del equipo técnico de la empresa arrendadora del equipo. El problema radica en que normalmente el equipo técnico está compuesto por profesionales que también desconocen del proceso de cálculo para el diseño de encofrados; por tanto, éste acude a proponer sistemas que suelen estar muy sobrados respecto a la demanda de esfuerzos producidos por

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

el concreto fresco. Dicha práctica es segura para trabajar en obra, pero a la larga, suele encarecer innecesariamente los costos globales de los proyectos.

Recordemos que el encofrado deberá diseñarse con la cantidad justa de elementos, es decir, no deberá sobre estructurarse, ni colocar menor cantidad de elementos, para no ver un impacto negativo en la economía global de cualquier proyecto donde se les requiera, ni poner en riesgo la vida de los obreros. Es aquí, donde deberá intervenir la ingeniería de los encofrados para optimizar costos y garantizar la seguridad del personal.

Resulta lógico afirmar que la ingeniería de los encofrados bien aplicada, tendrá un impacto positivo en la economía de cualquier obra en la que se les requiera, por ejemplo, para la construcción de un muro de concreto, la adquisición de los materiales permanentes de la obra (concreto y acero de refuerzo), será la misma para todos los usuarios, lo que realmente producirá un efecto positivo a nivel económico en la construcción de dicho muro de concreto, será la buena planificación y optimización del sistema de encofrado a utilizar.

El sistema de vigas H20, tal como se mencionó previamente, es un sistema que puede adaptarse a cualquier tipo de encofrado para elementos estructurales. La propuesta de diseño para este trabajo de graduación será utilizar la viga H20 como soporte del revestimiento (Studs), y un riel de acero (que se define más adelante), como soporte de las vigas H20 (Walers). Unificar tanto la viga H20, con los rieles de acero, producirá una reducción considerable de elementos confinantes y estabilizadores, es decir, de Ties (para dar confinamiento al concreto) y de puntales (para estabilizar sistemas de entrepisos), ya que, tanto las vigas H20, como los rieles de acero cuentan con excelentes capacidades de diseño y, por lo tanto, son capaces de soportar claros considerablemente amplios a lo largo de ellos.

Para encofrados verticales, como el de muros y columnas, se hará uso de rieles de acero, los cuales, darán soporte a las vigas H20 y trabajarán para garantizar

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

el confinamiento del concreto fresco. Para ello, será necesario del uso imprescindible de elementos confinantes que puedan trabajar a tracción, como varillas roscadas o Ties, los cuales, serán seleccionados por el usuario, a partir de las presiones ejercidas por el concreto fresco, en función del espaciamiento entre walers y Ties. Habrá que evaluar la economía del encofrado, ya que, para cada solicitud de carga y disposición entre walers y Ties, existirán distintas fuerzas a la tracción. En casos particulares, las fuerzas a la tracción requeridas en las varillas roscadas serán sumamente grandes y será necesario reducir la separación entre walers y Ties. En el mercado nacional, la varilla roscada de 5/8 de pulgada es la de mayor comercialización, su capacidad a la tracción es de 5.5 toneladas. En los casos donde se requiera varillas roscadas de mayor capacidad, será necesario recurrir a un tornero que pueda fabricar roscas en varillas corrugadas con diámetros mayor o iguales a 1 pulgada, cuya capacidad a la tracción será mayor a 7.5 toneladas según el diámetro de varilla corrugada seleccionado.



Figura 2-3. Encofrado de muros a un rostro mediante el sistema de vigas H20. Doka, (2019)

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

Del mismo modo, para encofrados horizontales, como los encofrados de losas y vigas, podemos disponer tanto de puntales de acero telescópicos o bien, marcos de carga, dependiendo de las solicitudes de carga a intervenir.

Con lo anterior, se debe tener suma cautela en cuanto a estructuras que puedan parecer similares a simple vista, pero que funcionalmente son muy distintas. Por ejemplo, podríamos pensar que el encofrado de muros a doble rostro tendrá la misma complejidad que los muros a un rostro, pero esta idea es totalmente errónea, las presiones en muros a un rostro, están catalogadas como una de las condiciones de presión del concreto fresco más complejas, principalmente porque para su funcionamiento, no puede hacerse uso de varillas roscadas que garanticen el confinamiento del concreto fresco, por lo tanto, la presión hidrostática deberá ser contenida en su totalidad mediante trabajo de apuntalamiento y en algunos casos, utilizando accesorios de anclaje llamados “colas de cochino”, destinados para este tipo de trabajos, los cuales, quedarán embebidas en el concreto mediante el colado previo para su posterior uso.

El sistema de vigas H20, cuenta con una gran cantidad de ventajas de las que el usuario podría beneficiarse con su uso y es ahí donde radica su popularidad. A continuación, se mencionan algunas de las ventajas del sistema:

Ventajas:

1. Alta capacidad de carga en toda su longitud y bajo peso por metro lineal.
2. Seguridad y Estabilidad dimensional y capacidad de recuperación tras carga.
3. Sistema muy versátil que dependiendo de las cargas se puede reducir el número de puntales y vigas.
4. Facilidad de manipulación y rapidez de montaje.
5. Buena relación calidad precio.
6. Adaptabilidad a la obra usado conjuntamente mediante pliegos de plywood.
7. En nuestro país puede ser arrendado, a un costo considerablemente menor al valor de compra.

Del mismo modo, a continuación, se mencionan algunas desventajas que presenta el sistema:

Desventajas:

1. Algunos rieles de acero, suelen ser muy robustos y difíciles de manipular en obra, debido a la perfilaría de acero con la cual fueron fabricados, aportando unas excelentes propiedades mecánicas, pero una difícil manipulación.
2. Su costo de adquisición puede resultar elevado.

Para conocer mejor el sistema vigas de madera H20, a continuación, se describen los elementos que componen al sistema:

Vigas H20 (Studs).

Las vigas H20, son vigas comerciales patentadas y ampliamente utilizadas en el medio actual, son vigas constituidas por madera de abeto con un núcleo, ya sea, de madera aglomerada, o bien, abedul.

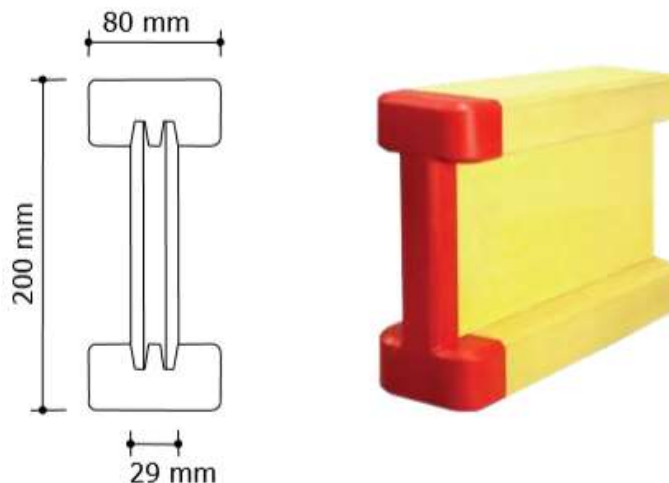


Figura 2-4. Vigas de madera H20. Gestión maderera S.A.C, (2017)

Sus extremos redondeados con cabezas de protección plastificadas y una correcta manipulación en obra, garantizan elevada vida útil.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

Las alas de abeto de excelente calidad, se combinan con el alma compuesta por tres láminas de alta densidad, compactadas mediante un proceso de encolado, garantizando de esta manera una larga vida útil.

En algunas circunstancias, las vigas H20 podrán ser usadas tanto como vigas primarias y vigas secundarias. Para este trabajo de graduación, se propone el uso exclusivo de las vigas H20 como vigas secundarias o Studs y el riel de acero (que se verá más adelante), como viga primaria o walers, con la finalidad de reducir de manera notoria, la cantidad de soportes necesarios para el confinamiento y estabilidad del sistema.

Las vigas H20 cuentan con múltiples certificaciones y regulaciones de seguridad. Su momento flector admisible es de 510 Kg.m y su fuerza cortante admisible es de 1,120 kg. En la sección 2.3.2, utilizaremos dichos valores para determinar los esfuerzos normales y cortantes admisibles en las vigas H20, necesarios para el diseño de encofrados bajo este sistema, que se verá en el capítulo 3.

Riel de acero (Waler).



Figura 2-5. Riel multiusos de acero. Doka, (2019)

La función principal de los rieles de acero o walers, es el de alinear y dar soporte a las vigas H20, además de ser capaces de absorber la presión del concreto transmitida por las varillas roscadas. Éstos suelen ser utilizados también como vigas primarias en encofrados de losas. Los rieles de acero, están conformados

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

mediante perfiles C que se mantienen unidos por una platina de soldadura. Dentro de este mismo grupo, puede distinguirse rieles más ligeros, conformados por perfiles de menor chapa o sección transversal, pero con menor capacidad de carga. El riel que utilizaremos para este trabajo de graduación será el de la marca Doka, ya que es ampliamente utilizado en nuestro país y es una de las marcas referentes a nivel mundial en cuanto a sistemas de encofrados. Su momento flector admisible es de 1,254.3 Kg.m y su fuerza cortante admisible es de 8,360 Kg. En el capítulo 3, utilizaremos dichos valores para determinar los esfuerzos normales y cortantes admisibles en los rieles de acero, necesarios para el diseño de encofrados con este sistema.

Plywood Fenólico, plyform.

El revestimiento del sistema, ya sea plywood fenólico o plyform, será quien se encuentra en contacto directo con el concreto fresco. Cuando se requiera de un buen acabado en la superficie del concreto, una vez se proceda a desmoldar, debemos pensar en emplear, ya sea, plywood fenólico, o bien, plyform. El plyform es el revestimiento que mejor calidad proporciona al acabado del concreto, debido a sus excelentes propiedades mecánicas y a que puede dársele hasta 100 usos. El plywood fenólico, guarda mucha similitud con el plyform; su calidad, propiedades mecánicas y número de usos es muy inferior a la del plyform, pero sigue siendo una buena opción para proyectos de menor talla.



Figura 2-6. Plyform o plywood film. Gestión maderera S.A.C, (2017)

Elementos confinantes (Varilla Roscada).

Las varillas roscadas son elementos esenciales para garantizar el confinamiento del concreto fresco, tal como se mencionó previamente, su fuerza a la tracción requerida, dependerán tanto de las presiones ejercidas por el concreto fresco, la separación entre walers y la separación entre ties o varillas roscadas. La determinación de las fuerzas aplicadas en cada tie o varilla roscada, la veremos en el capítulo 3, en el desarrollo de los ejemplos para encofrados de muros.



Figura 2-7. Varilla Roscada. Gestión maderera S.A.C, (2017)

Cabezal Doble.

Se insertan en la parte superior de los puntales y dan soporte a las vigas H20. Estos cabezales, permiten dar soporte a una sola viga H20, o bien, a dos vigas en el caso de traslapes, lo cual, lo hace un accesorio muy versátil y práctico para ser usado en campo.

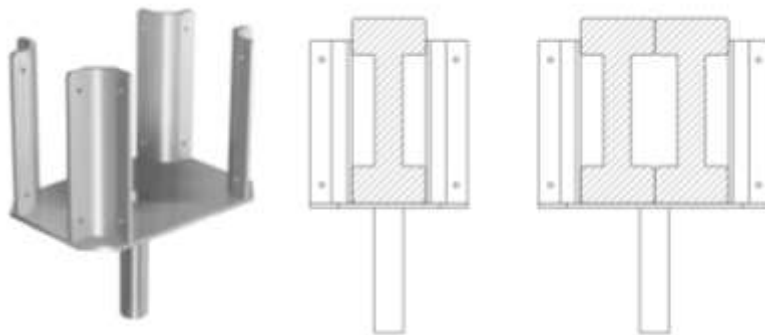


Figura 2-8. Cabezal doble para vigas H20. Gestión maderera S.A.C, (2017)

Cabezal Simple.

Se insertan en la parte superior de los puntales y soportan las vigas H20. El puntal es introducido mediante un pivote bajo la viga H20 y solamente son capaces de soportar 1 sola viga H20.

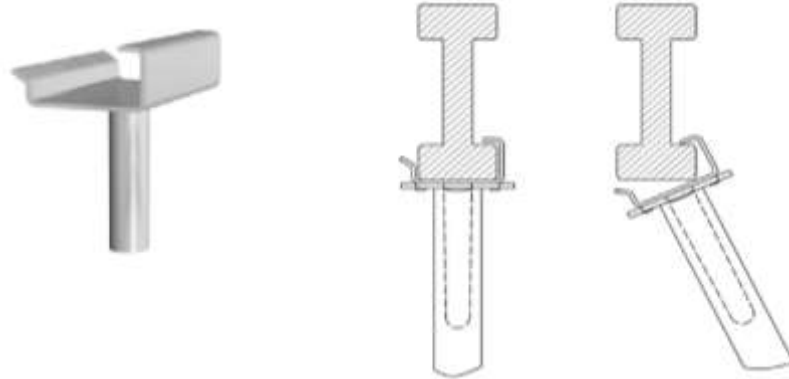


Figura 2-9. Cabezal simple. Gestión maderera S.A.C, (2017)

Trípode para puntal.

Facilita la fijación de los puntales durante el montaje del encofrado. El trípode evitará lateralizaciones de los puntales y dará mayor estabilidad al sistema de entrepisos.

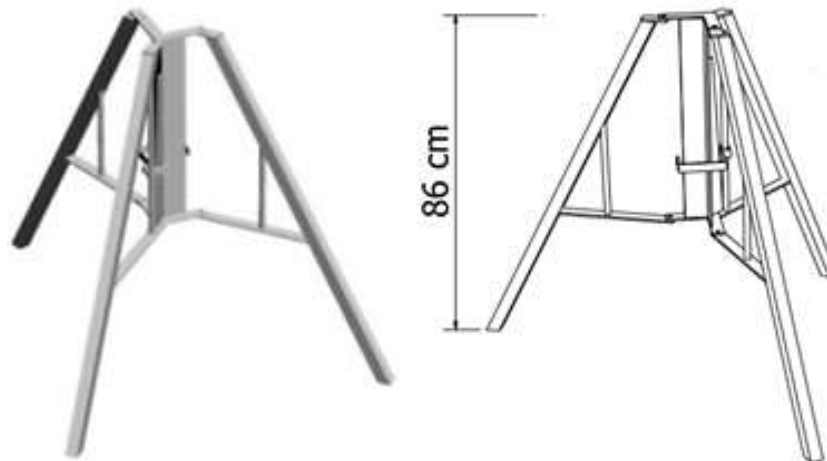


Figura 2-10. Trípode para puntal. Gestión maderera S.A.C, (2017)

Puntales.

Los puntales son elementos longitudinales, los cuales son capaces de soportar cargas axiales. Su uso resulta bastante conveniente al ser implementados en obra, ya que estos son puntales telescópicos que se pueden regular a la longitud deseada y su capacidad de carga, será inversamente proporcional a la longitud a la cual sea extendido.



Figura 2-11. Puntal telescópico o extensible.

Marco o andamio de carga.

El andamio de carga, es un andamio estructural similar al andamio de albañilería, con la diferencia de su capacidad para soportar grandes cargas en alturas considerables a las que las longitudes de los puntales comerciales no llegan, ni son capaces de soportar. Además, el andamio de carga, tiene un alto desempeño estructural, ya que cada una de las patas que conforma a los marcos soportan entre 7 y 4 toneladas, a una altura de hasta 12 metros. La figura 2-12 muestra un sistema de apuntalamiento para losas de entrepiso mediante marcos de carga. El marco de carga es hoy en día uno de los elementos indispensables

en la construcción de edificaciones de múltiples niveles. Su alto desempeño para soportar cargas, el arriostramiento que brinda el sistema de crucetas y la poca saturación que genera en cada entrepiso en comparación con otros sistemas de apuntalamiento, lo convierten en un sistema eficiente para aplicar en campo,



Figura 2-12. Apuntalamiento mediante andamio de carga. Martínez, (2019).

2.2. Propiedades físicas y mecánicas de los materiales para sistemas de encofrados.

2.2.1. Madera aserrada.

Los materiales utilizados para los encofrados de estructuras de concreto comprenden madera, plywood, fibra de vidrio, plásticos, acero, aluminio, entre otros menos usuales. Materiales adicionales incluyen clavos, pernos, tornillos, varillas roscadas (Ties), anclajes y otros accesorios. Los encofrados, con frecuencia implican el uso de dos o más materiales, por ejemplo, la madera y el acero. Entre las propiedades que deben tener los materiales de los encofrados, se encuentran las siguientes:

1. Fuerza adecuada.
2. Rigidez adecuada.

3. Suavidad superficial, donde se requiera.
4. Economía, considerando el costo inicial y el número de reutilizaciones.

Propiedades de la madera aserrada.

La madera utilizada para encofrados, es del tipo Surfaced-4-Sides (S4S). La madera aserrada, es comúnmente comercializada bajo las dimensiones nominales de su sección transversal, pero usualmente, sus dimensiones efectivas resultan menores a las nominales. Por ejemplo, para un pilarillo con sección trasversal 10X10 cm, sus dimensiones efectivas serán 8.89 X 8.89 cm. La madera aserrada se comercializa en longitudes que van en múltiplos de 0.61 metros (2 pies), hasta longitudes máximas de 5.50 metros (18pies). La Tabla 2-1 proporciona los tamaños nominales y reales para madera de pino.

Las dimensiones y propiedades físicas de la madera que aparecen en la Tabla 2-1 se ajustan a las dimensiones establecidas por la Norma Estadounidense de Madera Blanda. Los datos a utilizar para las propiedades físicas de la madera aserrada durante el diseño de encofrados, se basan en las dimensiones efectivas de la madera, dadas en la Tabla 2-1 para madera en condición seca. La madera seca se define como la madera cuyo contenido de humedad es menor o igual al 19%. La madera en estado húmedo se define como la madera que tiene un contenido de humedad superior al 19%.

Al emplear las propiedades físicas de la madera para el diseño de encofrados, es necesario conocer ciertas definiciones, términos y simbología, los cuales se definen a continuación:

Sección transversal: es la sección tomada a través de un miembro, perpendicular a su eje longitudinal.

Eje neutro: es una línea imaginaria ubicada en el centroide de la sección transversal de un miembro, a lo largo de toda su longitud. En éste no habrá

tensión ni compresión. En la Tabla 2-1, el eje neutro, designado como X-X o Y-Y, se encuentra en la profundidad media del miembro y perpendicular a la carga aplicada al mismo.

Momento de inercia (I): El momento de inercia de la sección transversal de una viga es la sumatoria del producto de cada área elemental por el cuadrado de la distancia entre el eje neutro de la sección y el de cada área elemental que conforma a dicha sección.

Módulo de sección (S): El módulo de sección de la sección transversal de una viga es el momento de inercia de la sección dividido entre la distancia desde el eje neutro hasta la fibra más distante de la sección.

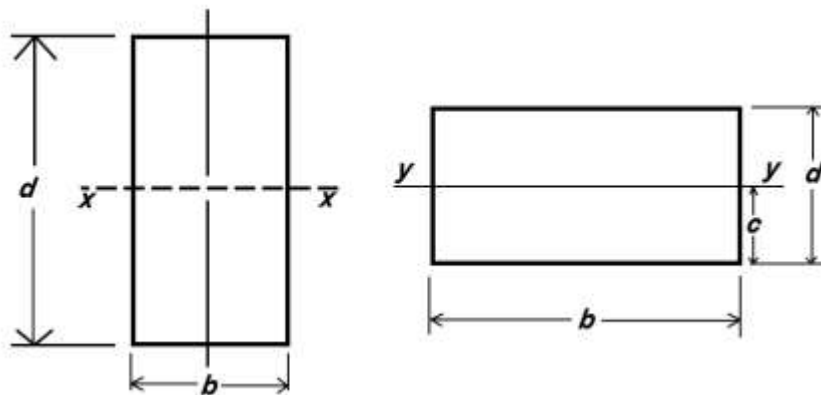


Figura 2-13. Simbología para sección transversal de miembros de madera. Peurifoy, (2011)

La Figura 2-13 muestra la sección transversal de una viga rectangular. El ancho y la profundidad de la viga se denotan como b y d , respectivamente.

La simbología que se presenta a continuación, será utilizada para identificar y sustituir las propiedades de la madera durante el diseño de encofrados:

- b: Ancho de la cara de la viga en la que es aplicada la carga o fuerza.
- d: Profundidad o altura de la viga, paralelo a la dirección en que la carga es aplicada.
- I: Momento de inercia del área de la sección transversal del elemento.

DISEÑO DE UNA HERRAMIENTA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA LOS SISTEMAS DE ENCOFRADO IN SITU: MADERA ASERRADA Y SISTEMA DE VIGAS H20

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

Dimensiones nominales, cm	Dimensiones efectivas, Espesor X Altura, cm	Área Neta, cm ²	x-x Eje X-X		y-y Eje Y-Y	
			Ix, cm ⁴	Sx, cm ³	Iy, cm ⁴	Sy, cm ³
2.5X10	1.91 X 8.89	16,9	111,5	25,1	5,1	5,4
2.5X15	1.91 X 13.97	26,6	432,9	61,9	8,0	8,5
2.5X20	1.91 X 18.41	35,0	991,5	107,7	10,6	11,1
10X25	8.89 X 23.50	44,7	2059,1	175,3	13,5	14,2
10X30	8.89 X 29.21	54,4	3704,0	259,2	16,5	17,3
5X5	3.81 X 3.81	14,5	17,6	9,2	17,6	9,2
5X10	3.81 X 8.89	33,9	223,1	50,1	41,0	21,5
5X15	3.81 X 13.97	53,2	865,8	123,9	64,4	33,8
5X20	3.81 X 18.41	70,1	1982,5	215,3	84,9	44,6
5X25	3.81 X 23.50	89,5	4117,8	350,5	108,3	53,6
5X30	3.81 X 29.21	108,8	7407,7	518,5	131,7	69,1
7.5X10	6.35 X 8.89	56,5	371,7	83,6	189,8	59,8
7.5X15	6.35 X 13.97	88,7	1442,7	206,5	298,0	93,9
7.5X20	6.35 X 18.41	116,9	3304,5	358,9	392,9	123,7
7.5X25	6.35 X 23.50	149,2	6862,8	584,2	501,1	158,0
7.5X30	6.35 X 29.21	181,4	12346,7	864,1	609,8	192,1
10X10	8.89 X 8.89	79,0	520,3	117,2	520,7	117,2
10X15	8.89 X 13.97	124,2	2020,0	289,2	817,9	184,0
10X20	8.89 X 18.41	163,7	4626,0	502,4	1078,0	242,5
10X25	8.89 X 23.50	208,8	9608,3	817,9	1375,6	309,6
10X30	8.89 X 29.21	254,0	17285,2	1209,9	1673,2	376,4
15X15	13.97 X 13.97	195,2	3173,8	454,4	3174,2	454,4
15X20	13.97 X 18.41	266,1	8047,8	844,9	4328,0	619,6
15X25	13.97 X 23.50	337,1	16397,8	1355,7	5482,2	784,9
15X30	13.97 X 29.21	408,1	29013,8	1986,1	6636,4	950,1

Tabla 2-1. Propiedades de madera seca S4S, humedad menor al 19%. NDS (2018).

Valores de referencia de diseño mediante Pino del sur, Kg/cm ²							
Tamaño nominal	Grado	Esfuerzo a flexión de las fibras de los extremas, Kg/cm ²	Esfuerzo cortante paralelo al grano Kg/cm ²	Compresión perpendicular al grano, Kg/cm ²	Compresión paralela al grano, Kg/cm ²	Modulo de Elasticidad, Kg/cm ²	
						E	E _{min}
5-10 cm de espesor y 5-10 cm de ancho	N° 1	100,0	10,0	39,7	130,1	119521,9	43590,3
	N° 2	100,0	10,0	39,7	116,0	112491,2	40778,1
5-10 cm de espesor y 15 cm de ancho	N° 1	100,0	10,0	39,7	123,0	119521,9	43590,3
	N° 2	100,0	10,0	39,7	112,5	112491,2	40778,1
5-10 cm de espesor y 20 cm de ancho	N° 1	100,0	10,0	39,7	116,0	119521,9	43590,3
	N° 2	100,0	10,0	39,7	109,0	112491,2	40778,1
5-10 cm de espesor y 25 cm de ancho	N° 1	100,0	10,0	39,7	112,5	119521,9	43590,3
	N° 2	100,0	10,0	39,7	105,5	112491,2	40778,1
5-10 cm de espesor y 30 cm de ancho	N° 1	100,0	10,0	39,7	112,5	119521,9	43590,3
	N° 2	100,0	10,0	39,7	101,9	112491,2	40778,1
Valor multiplicador de carga para cargas con duración < 7 días		1.25	1.25	1.0	1.25	1.0	1.0
Valor Multiplicador de carga para humedad de la madera > 19%		0.85*	0.97	0.67	0.8**	0.9	0.9

Tabla 2-2. Valores de diseño de referencia para pino con humedad menor al 19%. Tesis "Propuesta de cálculo, diseño y construcción de encofrados en El Salvador, (1995).

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

S: Módulo de sección.

E: Módulo de elasticidad.

X-X: Ubicación del eje neutro para la flexión del elemento apoyado en su cara de menor longitud.

Y-Y: Ubicación del eje neutro para la flexión del elemento apoyado en su cara de menor longitud.

Esfuerzos admisibles en la madera.

Las cargas aplicadas a los miembros de madera crean momentos flectores, fuerzas cortantes y aplastamiento en los miembros. Las magnitudes de los esfuerzos admisibles de la madera dependen del grado y las especies de misma, las dimensiones de la sección transversal, la duración de la carga, el contenido de humedad y otros factores. Las organizaciones involucradas en la industria maderera han publicado valores de diseño para varios grados y especies de madera en función de las condiciones normales de carga. La Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, proporciona valores de diseño que definen las propiedades mecánicas para las diferentes secciones transversales de la madera.

La Tabla 2-2 muestra los esfuerzos de diseño para madera de pino, comúnmente utilizada en la construcción de estructuras temporales y encofrados, en nuestro país, la madera de grado N°2 aplica a las condiciones de nuestro medio.

Para las propiedades mecánicas del pino, proporcionadas en la Tabla 2-2, la NDS (National Design Specification, for Wood construction) propone que dichos valores de diseño sean alterados mediante factores de ajuste. Los factores de ajuste más importantes que brinda la NDS para el diseño de encofrados de madera aserrada son:

1. Factor de duración de carga, C_D
2. Factor de ajuste por húmedo, C_M

Factor de ajuste C_D para duración de carga.

Duración de la carga	C_D	Cargas de diseño típicas
Permanente	0,9	Carga muerta
10 años	1	Carga viva ocupacional
2 meses	1,15	Cargas por nieve
7 días	1,25	Carga de construcción
10 minutos	1,6	Carga de Viento/sismos
impacto	2	Carga de impacto

Tabla 2-3. Factor de ajuste C_D por duración de la carga. NDS, (2018)

Los valores de diseño para la madera de pino mostrados en la Tablas 2-2 se basan en una duración de carga normal de 10 años. Para duraciones de cargas distintas a 10 años, los valores de diseño deberán multiplicarse por el factor de ajuste apropiado que se muestra en la Tabla 2-3.

Para muchas operaciones de construcción, particularmente para encofrados, la duración de las cargas suele ser inferior a 7 días. Por lo tanto, los valores de diseño mostrados en la Tabla 2-2 pueden incrementarse en un 25%, siempre que la duración de la carga no sea mayor a 7 días. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el módulo de elasticidad y el esfuerzo compresivo paralelo a las vetas no serán ajustados por la duración de la carga.

Factores de ajuste C_M para contenido de humedad.

Esfuerzo normal	Esfuerzo por cortante	Esfuerzo compresivo perpendicular a las vetas	Esfuerzo compresivo paralelo a las vetas	Módulo de Elasticidad
0,85*	0,97	0,67	0,8**	0,9

Notas:

- * Denota que cuando $(F_b)(CF) < 1,054,604 \text{ Kg/m}^2$, $C_M=1,0$
- ** Denota que cuando $(F_b)(CF) < 527,302 \text{ Kg/m}^2$, $C_M=1,0$

Tabla 2-4. Factor de ajuste para humedad mayor al 19%. NDS, (2018)

Los valores de diseño de referencia que se muestran en la Tabla 2-2 se basan en madera con un contenido de humedad del 19% o menor. Cuando se utiliza madera con humedad que excederá el 19%, los valores en la Tabla 2-2 deben reducirse por los factores de ajuste apropiados que se dan en la Tabla 2-4.

2.2.2. Sistema de viga H20.

Viga H20 (Studs)

Producto	Viga de madera encolada		
Tipo de madera	Abeto		
Humedad de madera	12%±2%		
Alas	Seleccionado de abeto de alta calidad, acoplamiento de gran calidad.		
Alma	3 capas de madera sólida de abedul. Con las vetas primordialmente en posición vertical.		
Dimensiones	Altura total	20 cm± 2 mm	
	Altura ala	4 cm± 0.6 mm	
	Anchura ala	8 cm± 0.8-1.2 mm	
	Espesor Alma	30 mm± 0.8-1.2 mm	
Especificaciones Técnicas	Calidad	DIM1052-1:1988-04	DIN1052:2008-12/Eurocodigo 5
	Tensión	Valores admisibles	Valores límite de carga
	Cortante	V=1,120 Kg	Vx= 2435 Kg
	Momento	M= 510 Kg-m	Mx= 1,020 Kg-m
	Módulo de Sección	Sx=400 cm ³	
	Inercia	Ix=4,610 cm ⁴	
	Módulo elástico	E=1,019x10 ⁶ Kg/m ²	
	Módulo de rotura	G=8,874x10 ⁶ Kg/m ²	

Tabla 2-5. Propiedades mecánicas de viga H20.

La viga de madera H20, es una viga comercial patentada, popularizada en los años recientes en gran parte de los países del mundo, en la gran mayoría de

proyectos donde son requeridos encofrados para dar forma al concreto reforzado. Su popularidad radica de su versatilidad para adaptarse a cualquier tipo de obra y forma por más caprichosa que sea, esto de la mano con su capacidad de carga y su ligereza, debido a que dicha viga está fabricada con madera de abeto, la cual, es una madera altamente resistente y liviana, algunas de estas vigas pueden estar compuestas en su núcleo ya sea por un aglomerado compactado, o bien, un inserto de abedul, cuya madera aporta una mayor durabilidad en el alma de la viga. Debido a que esta viga, es un elemento normado, sus propiedades mecánicas son las mismas independientemente del fabricante.

De la Tabla 2-5 puede apreciarse que, a diferencia de los datos proporcionados por la NDS, los fabricantes y distribuidores de las vigas H20, proporcionan únicamente el momento flector admisible y fuerza cortante admisible, pero para proceder con el diseño, requerimos conocer los esfuerzos normales y cortantes de la viga, por tanto, aplicando algunos cálculos básicos aprendidos en mecánica de los materiales, procedemos a determinar los esfuerzos normales y cortantes en función a los valores descritos en la Tabla 2-5

Propiedades físicas de las vigas H20:

Altura total de la viga: 20cm

Espesor de las alas: 4 cm

Ancho de las alas: 8 cm

Espesor del alma: 3 cm

Módulo de sección: 400 cm^3

Primer momento de área de la sección: 310.0 cm^3

Momento de inercia: $4,610 \text{ cm}^4$

Propiedades mecánicas de las vigas H20:

Fuerza cortante máxima admisible: 1,120 Kg

Momento flector admisible: 510 Kg .m

Módulo de elasticidad: 101,971.6 Kg/cm²

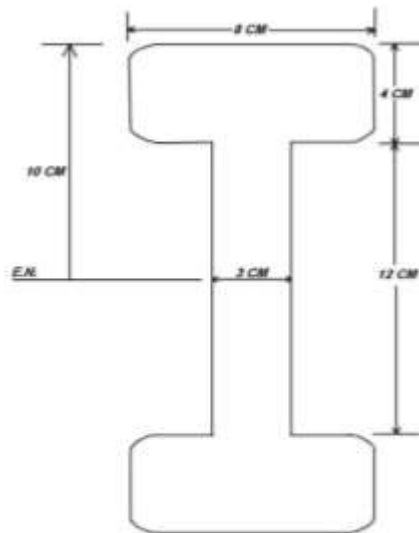


Figura 2-14. Geometría de la sección transversal de una viga H20. Reyes, (2021)

El esfuerzo normal admisible se calculará de la siguiente manera:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I} \quad \text{Ec. 2-1}$$

Donde:

c: distancia desde el eje neutro hasta la fibra donde ocurrirán los máximos esfuerzos.

I: momento de inercia de la sección transversal de la viga.

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{510 \cdot 0.10}{0.0000461} \\ &= 1106290.7 \text{ Kg/m}^2 \\ &\approx \mathbf{110.5 \text{ Kg/cm}^2} \end{aligned}$$

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

Ahora se procederá a calcular los esfuerzos cortantes admisibles en las vigas H20:

$$f_s = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b} \quad \text{Ec. 2-2}$$

Donde:

V: fuerza cortante máxima admisible.

Q: Primer momento de área de la sección

I: inercia de la sección.

b: espesor del alma de la viga.

Los esfuerzos cortantes máximos, se darán en el eje neutro, por tanto, para el cálculo de esfuerzos, se hará uso del ancho del alma de una viga H20.

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{1,120 * 310}{4,610 * 3} \\ &= 25.1 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Mediante los cálculos anteriores, se pueden definir los datos necesarios para el diseño de encofrados mediante vigas H20, tal como se muestra en la Tabla 2-6:

Propiedades físicas y mecánicas de las vigas H20	
Peralte de la viga H20	20 cm
Ancho de la viga H20	8 cm
Módulo de sección	400 cm ³
Momento de inercia	4,610 cm ⁴
Esfuerzo normal admisible	110.5 Kg/cm ²
Esfuerzo cortante admisible	25.1 Kg/cm ²
Esfuerzo compresivo ⊥ a las vetas	94.4 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	101,971.6 Kg/cm ²

Tabla 2-6. Propiedades físicas y mecánicas de vigas H20. Reyes (2020)

Existe un caso especial en el encofrado de los costados de vigas de concreto, donde las vigas H20, no se utilizarán de forma convencional (con el ancho de los patines de la viga H20 apoyados al revestimiento de plywood, tal como se muestra en el fondo de viga identificado como “1”, en la Figura 2-14), sino que en este caso en particular, será el espesor de los patines de la viga H20 el que estarán en contacto con el revestimiento, tal como se muestra en los laterales del encofrado identificado como “2”, en la Figura 2-15.



Figura 2-15. Caso especial de la viga H20, en encofrados de vigas de concreto. Shandong Xingang Formwork, (2020)

Para este caso en particular, las vigas H20 colocadas en los costados del encofrado, no trabajarán de la misma manera que las vigas colocadas en el fondo de viga, ya que solamente los patines de la viga trabajarán para soportar las presiones del concreto fresco y no la viga H20 en su totalidad. Debido a esta circunstancia atípica, se consultó al equipo técnico de Doka Panamá y muy amablemente nos proporcionaron las propiedades mecánicas del patín de la

viga, que se muestran en la Tabla 2-7. Los datos presentados en la Tabla 2-7, serán utilizados exclusivamente para el diseño de los laterales de encofrados de vigas de concreto. En este punto, es oportuno aclarar que, para este trabajo de graduación trabajaremos con un sistema de encofrados para vigas de concreto similar al mostrado en la Figura 2-15, con la diferencia que no se utilizarán las escuadras metálicas que se muestran para dar soporte a los laterales del encofrado, sino que se hará uso de rieles de acero y varillas roscadas para confinar el concreto, de esta forma, podremos sustituir el balule ya que la varilla roscada absorberá las presiones del concreto. Para una mejor comprensión de este caso especial, refiérase a la sección 3.10.3 del capítulo 3.

Propiedades físicas y mecánicas de los patines de vigas H20	
Peralte del patín de la viga H20	8 cm
Ancho del patín de la viga H20	4 cm
Módulo de sección	42.7 cm ³
Momento de inercia	170.7 cm ⁴
Esfuerzo normal admisible	101.7 Kg/cm ²
Esfuerzo cortante admisible	16.6 Kg/cm ²
Esfuerzo compresivo \perp a las vetas	94.4 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	101,971.6 Kg/cm ²

Tabla 2-7. Propiedades físicas y mecánicas de los patines de las vigas H20. Reyes (2020)

Riel de acero (walers)

En el mercado existe una gran variedad de rieles de acero. Con un buen diseño, puede seleccionarse entre vigas de madera, o distinta perfilaría de acero, dependiendo de la solicitud de cargas en cuestión y teniendo presente que cada una de las propuestas requerirá de distintos números de soportes, ya sea, puntales o ties de encofrado, dependiendo de la capacidad de la viga de soporte a utilizar y del tipo de estructura a colar.

Los rieles de acero, pueden variar tanto en peso por metro lineal, como en capacidad de carga según la perfilaría de acero a emplear para su conformación, tal como se mencionó en las secciones anteriores, para este trabajo de graduación, haremos uso del riel de acero de la marca Doka, debido a que es ampliamente usado en el país y sus características mecánicas son mucho mejores a las del resto.

Dimensiones					
h (cm)	b (cm)	ts (cm)	r ₁ (cm)	r ₂ (cm)	A (cm ²)
10.0	5.0	0.62	0.84	0.46	13.48

Tabla 2-8. Dimensiones de cada perfil C que conforma al riel de acero. Doka, (2018)

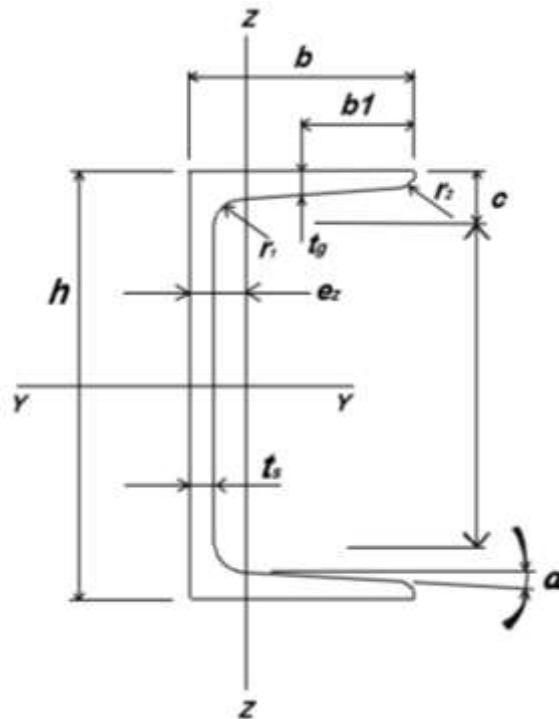


Figura 2-16. Sección transversal de perfil tipo C que conforma al riel de acero. Doka, (2018)

Para obtener un parámetro adecuado acerca de las propiedades físicas y mecánicas de los rieles de acero, es necesario contemplar los dos lo conforman. Tal como se mencionó previamente, los rieles de acero están conformados mediante dos perfiles tipo C, por lo tanto, a continuación, se presentan dichas

propiedades para el conjunto que conforma al riel, actuando ambos perfiles como un solo sistema.

Dimensiones de la sección		Módulo de elasticidad	Momento de inercia	Módulo de sección	Momento flector	Fuerza cortante admisible
h (cm)	b (cm)	(Kg/cm ²)	I _{y-y} (cm ⁴)	S (cm ³)	Ma (Kg.m)	Kg
16.5	10.0	2,400x10 ⁷	412.0	82.6	1019.71	836,167.14

Tabla 2-9. Propiedades físicas y mecánicas del riel de acero. Doka, (2018)

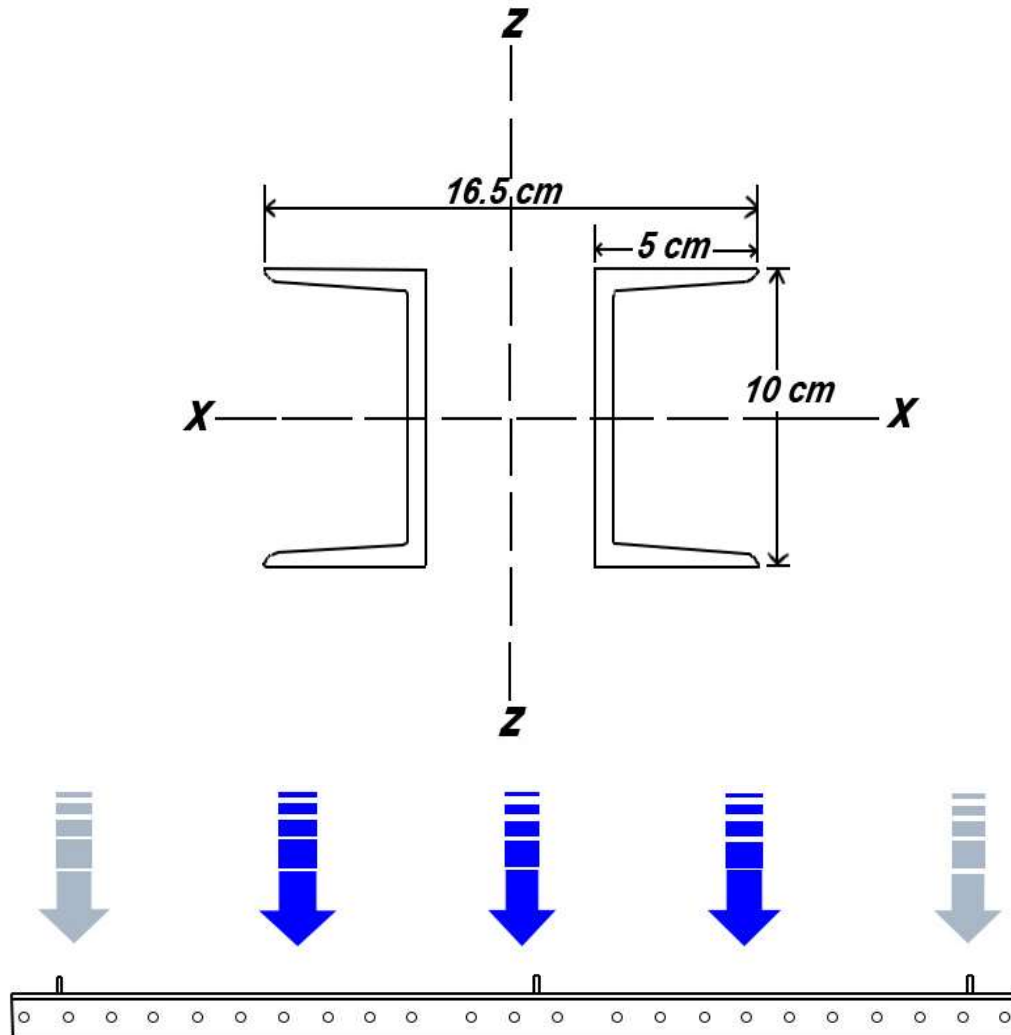


Figura 2-17. Sección compuesta de dos perfiles tipo C para conformar el riel de acero del sistema de vigas H20. Doka, (2018)

La Figura 2-16, muestra la conformación del riel de acero mediante dos perfiles tipo C, las cargas aplicadas tanto para encofrados verticales como horizontales siempre irán dirigidas en el eje Z de la figura, además, se hace la mención que, en el caso de encofrados de muros o columnas, las varillas roscadas se colocarán a través del riel, en la dirección Z de la figura y los patines de cada perfil absorberán los esfuerzos compresivos ejercidos por las placas que darán sujeción a las varillas roscadas.

Del mismo modo que con las vigas H20, el fabricante únicamente proporciona valores tales como momentos flectores y fuerzas cortantes admisibles para el riel de acero, por tanto, debemos proceder a determinar los esfuerzos normales y cortantes admisibles tal como se procedió con las vigas H20, para poder disponer de dichos valores durante el proceso de diseño que se verá en el capítulo 3.

Propiedades físicas de los rieles:

Altura total de la viga: 10 cm

Ancho de las alas: 5 cm

Espesor del alma: 6 mm

Módulo de sección: 82.4 cm³

Momento de inercia: 412.0 cm⁴

Primer momento de área de la sección: 45.1 cm³

Propiedades físicas de los rieles de acero:

Fuerza cortante máxima admisible: 8,360 Kg

Momento flector admisible: 1,254.3 Kg .m

Módulo de elasticidad: 2,040,000 Kg/cm²

El esfuerzo normal admisible se calculará mediante la Ec. 2-1, como se muestra:

$$f_b = \frac{M \cdot c}{I}$$

Donde:

c: distancia desde el eje neutro hasta la fibra donde ocurrirán los máximos esfuerzos.

I: momento de inercia de la sección transversal de la viga.

$$f_b = \frac{(1,254.3) \cdot (0.05)}{0.00000412}$$
$$= 15222087.4 \text{ kg/m}^2$$

$$f_b = \mathbf{1522.1 \text{ kg/cm}^2}$$

Ahora se procederá a calcular los esfuerzos cortantes admisibles en el riel de acero, mediante la Ec. 2-2:

$$f_s = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b}$$

Donde:

V: fuerza cortante máxima admisible.

Q: primer momento de área de la sección

I: inercia de la sección

b: espesor del alma de la viga.

$$f_s = \frac{(8,360) \cdot (45.1)}{(412.0) \cdot (0.6)}$$

$$f_s = \mathbf{1,525.2 \text{ Kg/cm}^2}$$

Los resultados obtenidos, serán de suma importancia durante el proceso de diseño de encofrados mediante el sistema de vigas H20. La tabla 2-10, presenta los parámetros físicos y mecánicos de los rieles de acero que conforman al sistema, dichos datos serán necesarios para el proceso de cálculo que se describe en el capítulo 3 de este trabajo de graduación y para el lector que desee obtener de manera directa dichos parámetros del elemento en cuestión, ya que, se debe recordar que éstos usualmente no son facilitados de manera directa por el proveedor.

Propiedades físicas y mecánicas de los rieles de acero.	
Peralte del patín de la viga H20	10 cm
Ancho del patín de la viga H20	5 cm
Módulo de sección	82.4 cm ³
Momento de inercia	412.0 cm ⁴
Esfuerzo normal admisible	1,522.1 Kg/cm ²
Esfuerzo cortante admisible	1,525.2 Kg/cm ²
Módulo de elasticidad	2,040,000 Kg/cm ²

Tabla 2-10. Propiedades físicas y mecánicas de los rieles de acero. Reyes (2020)

2.2.3. Madera contrachapada (Revestimiento del encofrado).

La madera contrachapada se utiliza ampliamente para encofrados de concreto, especialmente para revestimientos y cubiertas de encofrados. Entre las ventajas están: acabados agradables en la superficie del concreto, se disponibilidad en una variedad de espesores y longitudes, y su fácil de manejo durante la construcción.

Como se presentará más adelante en este capítulo, la industria de la madera contrachapada, fabrica además una versión Premium, llamada Plyform específicamente para su uso en las actividades relacionadas con el moldeado del concreto. La madera contrachapada no debe confundirse con el Plyform ya

que el número de reutilizaciones y acabado que consigue sobre la superficie del concreto es muy superior, al igual que su costo de adquisición.

La madera contrachapada se encuentra disponible en anchos de 1.22 m y longitudes de 2.44 m con espesores desde 6.4 mm a 28.6 mm.

La madera contrachapada está compuesta de paneles que consisten en un número impar de capas, cada uno colocado con las vetas perpendicularmente respecto a la capa adyacente, lo que explica las propiedades mecánicas que lo hacen eficiente para resistir esfuerzos normales, cortantes y la deflexión. Por lo tanto, la posición en la que se instale un panel respecto a sus soportes en un encofrado, determinará su resistencia. Por ejemplo, para un encofrado de muros donde se pretenda utilizar un panel de plywood de 2.44mX1.22m, deberá garantizarse que durante la instalación del panel las vetas de las capas frontales del plywood sean instaladas perpendicularmente respecto a los Studs (vigas secundarias), dicha condición aportará mayor resistencia comparada a la condición en la cual el panel se instale paralelamente respecto a los soportes.

La madera contrachapada se clasifica según el grado de las chapas de las capas que la componen. Las chapas grado N y A son el grado más alto. El grado N está destinado a un acabado natural, mientras que el grado A está destinado a una superficie de mesa plana. La madera contrachapada clasificada como N o A no tiene nudos ni parches. La chapa de grado B tiene una superficie sólida, pero puede tener pequeños nudos, parches y tapones redondos. El grado B se usa comúnmente para encofrados. El grado más bajo de la madera contrachapada de pegamento exterior es una chapa de grado C, que tiene pequeños nudos, agujeros y parches.

La Tabla 2-11 proporciona las propiedades físicas para distintos tipos y espesores de plywood, analizando un espécimen compuesto por una tira de plywood de 30 cm de ancho, para los distintos espesores de plywood. La Figura 2-18, muestra una imagen orientativa del espécimen de plywood sujeto a análisis

para la definición de los diferentes parámetros físicos proporcionados en las tablas 2-11 y 2-13.

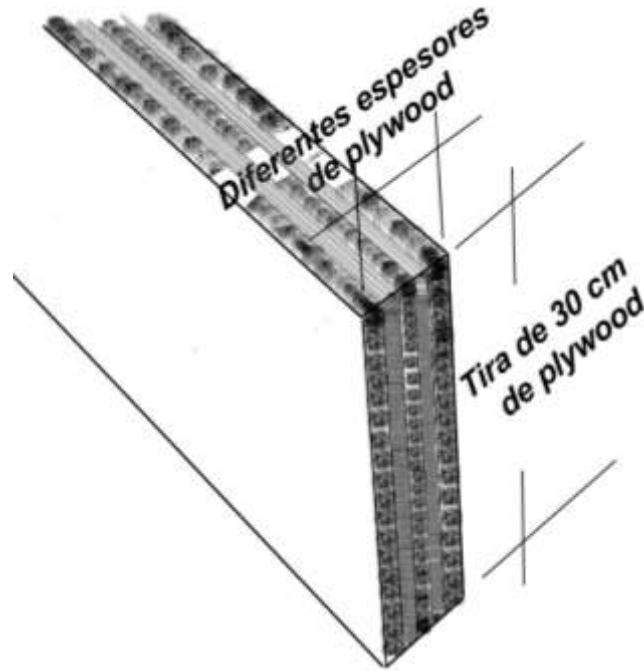


Figura 2-18. Espécimen de una tira de 30 cm de plywood para la determinación de sus propiedades físicas y mecánicas. DR, (2007)

Del mismo modo, en la Tabla 2-12 se presentan los esfuerzos admisibles para los diferentes tipos de plywood, obtenidos de analizar un espécimen como el que se muestra en la Figura 2-18.

Los esfuerzos admisibles, se dividen en tres niveles, que están relacionados con el grado. La madera contrachapada con pegamento exterior, y cuyas capas de ambos extremos estén conformadas por madera grado N, A o C, deben usar esfuerzos de nivel 1 (S-1).

La Tabla 2-12 muestra que el plywood se clasifica en tres tipos de esfuerzos (S-1, S-2 y S-3), el comúnmente comercializado es el S-2 del grupo 2 o 3. Es importante mencionar que, a diferencia de la madera aserrada, el plywood no modificará sus esfuerzos mediante factores de ajuste, ya que la tabla de esfuerzos muestra valores para condiciones secas y húmedas.

Plyform

El Plyform es un tipo de revestimiento Premium, destinado para trabajos de encofrados que requieran acabados de alta calidad en la superficie del concreto. El plyform se encuentra disponible en dos clases: Plyform Clase I y Plyform Clase II. La clase I es más resistente y rígida que la clase II. Para aplicaciones especiales, se dispone de Plyform estructural I que es más resistente y más rígido que el Plyform Clase I y II, se recomienda su uso para presiones de gran demanda. Una de las características de mayor importancia en el plyform es el número de reutilizaciones que se le puede dar, ya que puede superar los 100 usos.

En nuestro país, la disponibilidad de plyform es limitada ya que no se encuentra en cualquier aserradero, pero debido a las alianzas comerciales que existen hoy en día en El Salvador con Doka Panamá, cualquier proyectista que requiera el uso de plyform puede considerar la importación de este material en cualquiera de sus clases, por tanto, no debemos descartar que tarde o temprano debamos disponer de cualquiera de las 3 clases existentes.

Aunque los bordes de los paneles durante su comercialización se encuentran sellados, los bordes expuestos que resulten de los trabajos de carpintería en campo, deben sellarse con el tratamiento apropiado previo a su uso y exposición a la intemperie. Las propiedades físicas del Plyform Clase I y II, y Plyform estructural I se dan en la Tabla 2-13. Por su parte, los esfuerzos admisibles se muestran en la Tabla 2-14. Cuando el usuario desconozca las propiedades ya sea del plywood o plyform, podrá asumir que el plywood pertenece al grupo 2 con clasificación de esfuerzos S-2, en el caso del plyform, podrá asumir que se trata de un plyform clase II.

Espesor (mm)	t, Espesor efectivo para cortante	Propiedades para esfuerzo aplicado paralelo a las vetas				Propiedades para esfuerzo aplicado perpendicular a las vetas			
		A, Área de sección transversal, cm ²	I, Momento de inercia, cm ⁴ /m	Se, Modulo de sección efectiva, cm ³ /m	Ib/Q, Constante Rolling shear, cm ² /m	A, Área de sección transversal	I, Momento de inercia, cm ⁴ /m	Se, Modulo de sección efectiva, cm ³ /m	Ib/Q, Constante Rolling shear, cm ² /m
Plywood corriente.									
6,4	6,8	21,1	1,1	3,2	42,5	7,4	0,1	0,5	42,7
9,5	7,3	27,6	3,7	6,7	65,3	13,2	0,3	1,2	74,2
12,7	10,8	41,2	10,5	12,7	94,5	26,2	1,2	4,7	58,2
15,9	14,0	52,4	17,6	18,2	123,2	32,3	3,7	8,8	66,0
19,1	14,4	61,0	26,9	22,1	143,0	44,0	8,6	15,3	86,3
22,2	14,9	62,2	37,9	27,7	170,3	56,1	14,2	21,2	107,4
25,4	20,8	78,7	57,7	35,7	187,9	66,9	25,2	31,8	148,7
28,6	21,2	81,5	74,8	44,1	209,1	67,3	37,0	40,0	178,3
Plywood fenólico									
6,4	8,7	27,1	1,6	4,5	42,5	13,2	0,1	0,7	57,6
9,5	9,5	34,9	5,2	9,5	65,3	23,8	0,3	1,8	104,2
12,7	13,8	41,2	10,6	14,6	94,3	47,2	1,9	6,6	57,6
15,9	18,2	65,8	17,9	19,4	125,5	58,2	6,1	12,8	65,0
19,1	19,0	81,4	27,6	24,9	130,9	79,2	14,7	22,5	85,6
22,2	19,8	83,6	39,3	30,6	159,5	100,9	24,4	31,1	106,7
25,4	27,7	110,3	65,4	44,4	168,8	120,4	43,8	46,7	147,7
28,6	28,5	118,3	85,0	51,3	187,0	121,1	50,9	59,0	177,2

Tabla 2-11 Propiedades de las secciones efectivas de plywood, para una tira de plywood de 30 cm de ancho y diferentes espesores. Peurifoy, (2011)

Esfuerzos admisibles del plywood corriente y plywood fenólico.

Tipo de esfuerzo		Grupo de especie de plywood	S-1		S-2		S-3
			Humeda	Seca	Humeda	Seca	Solo seca
Esfuerzos normales (Fb)	Fb	1	100,5	140,6	83,7	116,0	116,0
		2, 3	68,9	98,4	57,7	84,4	84,4
		4	66,1	93,5	54,8	78,0	78,0
Compresión (Fc) paralela o perpendicular a las vetas	Fc	1	68,2	115,3	63,3	108,3	108,3
		2	51,3	84,4	47,8	77,3	77,3
		3	42,9	74,5	40,8	66,8	66,8
		4	42,9	70,3	40,8	66,8	66,8
Cortante a través del espesor (Fv) paralelo o perpendicular a las vetas	Fv	1	10,9	13,4	10,9	13,4	11,2
		2,3	8,4	9,8	8,4	9,8	8,4
		4	7,7	9,1	7,7	9,1	8,1
Cortante Rolling Shear (en la cara plana del plywood)	Fs	Plywood fenólico	4,4	5,3	4,4	5,3	-
		Cualquier otro	3,1	3,7	3,1	3,7	3,4
Módulo de rigidez (o módulo de cortante) cortante en la cara plana del panel	G	1	4921,5	6327,6	4921,5	6327,6	5765,2
		2	4218,4	5273,0	4218,4	5273,0	4780,9
		3	3515,4	4218,4	3515,4	4218,4	3866,9
		4	3163,8	3515,4	3163,8	3515,4	3163,8
Módulo de elasticidad en flexión en la cara plana del panel	E	1	105460,5	126552,6	105460,5	126552,6	126552,6
		2	91399,1	105460,5	91399,1	105460,5	105460,5
		3	77337,7	84368,4	77337,7	84368,4	84368,4
		4	63276,3	70307,0	63276,3	70307,0	70307,0

Tabla 2-12 Esfuerzo admisible para plywood, en Kg/cm². Peurifoy, (2011)

Propiedades físicas del High-Density Overlaid Plyform (HDO).

Espesor, mm	Peso Kg/m ²	Propiedades para esfuerzo aplicado paralelo a las vetas (vetas a través de los soportes)			Propiedades para esfuerzo aplicado perpendicular a las vetas (vetas a lo largo de los soportes)		
		I, momento de inercia. cm ⁴ /m	Se, Módulo de sección efectiva. cm ³ /m	Ib/Q, Constante Rolling Shear. cm ² /m	I, momento de inercia. cm ⁴ /m	Se, Módulo de sección efectiva. cm ³ /m	Ib/Q, Constante Rolling Shear. cm ² /m
Clase I							
11,9	6,84	9,01	13,11	100,33	2,46	5,75	51,17
12,7	7,32	10,51	14,40	109,00	3,28	6,98	57,94
15,2	8,30	15,69	18,00	115,03	3,96	7,84	59,95
15,9	8,79	17,74	19,23	120,93	5,19	9,40	65,45
18,1	10,25	24,56	23,10	148,26	9,83	13,27	80,34
19,1	10,74	27,16	24,45	152,03	12,55	16,44	85,94
22,2	12,69	40,39	31,38	180,96	20,61	22,67	127,51
25,4	14,65	58,27	39,60	198,29	36,84	34,06	148,37
28,6	16,11	75,60	45,62	220,62	54,31	42,93	178,09
Clase II							
11,9	6,84	8,60	13,06	95,17	2,05	7,41	51,49
12,7	7,32	10,23	14,35	103,46	2,73	8,97	57,68
15,2	8,30	15,69	17,95	112,66	3,41	10,10	59,48
15,9	8,79	17,74	19,18	118,31	4,37	12,09	65,02
18,1	10,25	24,56	23,10	137,58	8,19	17,03	79,98
19,1	10,74	27,02	24,39	140,26	10,23	21,06	85,65
22,2	12,69	40,94	31,75	169,01	16,78	29,12	126,85
25,4	14,65	57,45	40,51	182,21	30,02	43,63	147,79
28,6	16,11	77,24	46,69	202,45	44,08	54,96	177,43
Estructural I							
11,9	6,84	9,14	13,22	95,25	2,87	7,90	50,87
12,7	7,32	10,64	14,56	103,82	3,96	9,56	78,79
15,2	8,30	15,83	18,16	106,14	4,64	10,69	59,46
15,9	8,79	178,76	19,40	111,22	6,14	12,79	65,00
18,1	10,25	24,97	23,59	129,22	11,60	18,16	79,96
19,1	10,74	27,56	24,93	130,91	14,74	22,46	85,61
22,2	12,69	43,26	33,63	159,47	24,43	31,11	126,73
25,4	14,65	65,36	44,43	168,76	43,80	46,74	147,67
28,6	16,11	85,01	51,31	187,01	64,68	58,99	177,20

Tabla 2-13 Propiedades de las secciones efectivas de plyform, para una tira de 30 cm de ancho y diferentes espesores. Peurifoy, (2011)

Esfuerzos admisibles del Plyform HDO.

Item		Plyform Clase I	Plyform Clase II	Plyform Estructural I
Esfuerzo normal, Kg/cm ²	Fb	135,7	93,5	135,7
Esfuerzo rolling Shear, Kg/cm ²	Fs	5,1	5,1	5,1
Módulo de elasticidad Kg/cm ² , usado para cálculos de deflexión por flexión)	E	116006,6	100539,0	116006,6
Módulo de elasticidad (Kg/cm ² , usado cálculos de deflexión por cortante)	Ee	105460,5	91399,1	105460,5

Tabla 2-14 Esfuerzos admisibles en el plyform, Kg/cm². Peurifoy, (2011)

Ties de encofrados.

Los Ties para encofrados, se colocan a través de encofrados de muros y en abrazaderas de encofrados para columnas, para resistir la presión lateral que el concreto fresco aplica sobre las caras del encofrado. Los Ties para encofrar, cumplen dos propósitos: mantienen las caras del encofrado espaciadas a la longitud requerida antes de colocar el concreto, y resisten la presión lateral del concreto en el proceso de colado.

El Tie utilizado por excelencia en encofrados que requieren ya sea plywood o Plyform, es la varilla roscada, ya que dan la facilidad de ser recuperados luego del proceso de desencofrado y debido a su alta capacidad a la tracción. La varilla

rosca de mayor comercialización es nuestro país es la de 5/8", cuya capacidad máxima a la tracción es de 5,450 Kg. Luego del proceso de desencofrado, los agujeros resultantes a lo largo del muro, producto de la extracción de las varillas roscadas, pueden ser rellenos mediante un material de lechada o epóxico adecuado.



Figura 2-19. Ties de encofrado para muros de concreto. Peurifoy, (2011)

Existirán condiciones especiales en la que las cargas transmitidas hacia los Ties sean excesivas y las varillas roscadas comerciales no sean capaces de soportar las tensiones impuestas. Por tanto, se deberá considerar la forja de roscas en varillas corrugadas con diámetros mayores a 1 pulgada capaces de soportar dichas tensiones, según sea el caso. Esta condición se verá a detalle mediante los procesos de diseño de encofrados y los ejemplos mostrados en el capítulo 3.

2.3. Presiones producidas por el concreto fresco en encofrados.

2.3.1. Presión lateral de concreto sobre el encofrado.

La presión ejercida por el concreto sobre el encofrado está determinada principalmente por los siguientes factores:

1. Tasa de llenado del encofrado.
2. Temperatura del concreto.
3. Densidad del concreto.
4. Tipo de cemento o mezcla utilizada en el concreto.

5. Método de curado del concreto.
6. Método de colado del concreto.
7. Profundidad de colado.
8. Altura del encofrado.

La finalidad fundamental de todo sistema de encofrados será la de proveer la resistencia adecuada para soportar las presiones que el concreto fresco ejercerá sobre éste, ya sean presiones laterales (propias de cualquier fluido), o bien, el peso propio del concreto en encofrados horizontales como losas o asientos de vigas de concreto. Por su parte, la finalidad de conocer las presiones que soportará cada sistema de encofrados, es la de proveerle a éstos la resistencia necesaria para poder soportar dichas presiones, y de esta forma, evitar sobrecostos innecesarios sin poner en riesgo la vida de los trabajadores en campo.

Para la proyección y ejecución de estructuras de concreto reforzado, puede hacerse uso tanto de concreto normal (con revenimiento de entre 50 mm y 100 mm), concreto bombeable (con revenimiento de entre 100 mm y 175 mm), o bien, de concreto autocompactable (flujo de asentamiento de entre 650 mm y 800 mm, flujo de asentamiento T_{50} de entre 2 y 5 segundos), dependiendo de las necesidades y condiciones particulares que puedan requerirse en campo.

2.3.2. Concreto normal y bombeable.

De lo anterior, el concreto puede ser bombeable a partir de 10 cm de revenimiento, por lo que, tanto el concreto autocompactable como el bombeable pueden ser vertidos en los encofrados mediante bomba.

Hoy en día, independiente del tipo de concreto que el proyectista desee utilizar en obra, es recomendable dejar a un lado la idea de hacer uso de ventanas de colado, tal como se acostumbraba en el pasado, ya que, dicha práctica hoy en

día se encuentra obsoleta y únicamente retrasa el proceso de llenado del encofrado. En su lugar, es preferible estructurar el sistema de encofrados para soportar una mayor demanda de presiones, considerando colar la altura completa de la estructura de forma monolítica, y en múltiples ocasiones, sin detener el proceso de colado hasta alcanzar la altura máxima de la estructura.

Dicha práctica será posible siempre y cuando, en lugar de utilizar ventanas de colado, se considere el uso de un sistema de embudo y tubería PVC de 4" de diámetro o mayor, de esta manera, controlaremos la caída máxima del concreto durante el proceso de vertido a valores iguales o menores que 1.20 m y evitaremos la segregación del concreto.

2.3.2.1. Presiones laterales del concreto normal o bombeable en encofrados de muros.

Las presiones ejercidas por el concreto fresco serán las que definan el diseño de los encofrados. Mientras mayor sea su influencia, se requerirá de un sistema más complejo capaz de soportar dichas presiones. Para realizar el cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco, el ACI 347, propone cuatro criterios para su determinación. La tasa de llenado del encofrado y la altura de colado, serán quienes definan las ecuaciones que se deberán aplicar para el cálculo de presiones.

La tasa de llenado recomendable para encofrados de muros debe estar entre 3.0 m/h y 6.0 m/h. Dicha tasa puede ser regulada mediante el caudal de salida del concreto cuando el colado se realiza mediante bomba. Esto se verá a detalle en la sección 3.7 para el diseño de encofrados de muros.

Las presiones ejercidas por el concreto en encofrados de muros, respetando las tasas de llenado previamente mencionadas, no tendrán el mismo comportamiento que el de cualquier fluido (es decir, presiones hidrostáticas completas con valores máximos en el fondo del encofrado hasta llegar a cero en

su parte superior), sino que su diagrama de presiones, se comportará del modo que se muestra en la Figura 2-20.

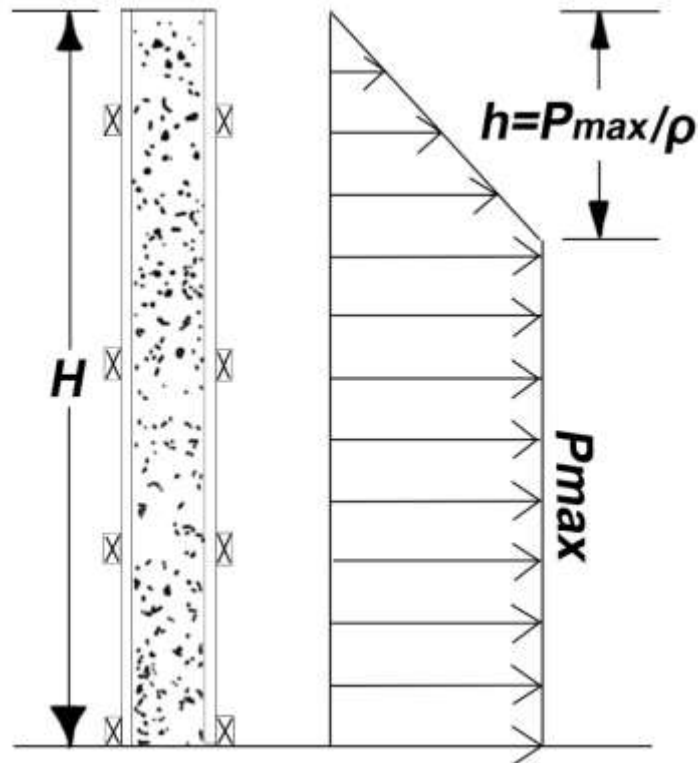


Figura 2-20. Diagrama de presiones en encofrados de muros con tasas de llenado menores o iguales a 4.5 m/h y una altura de caída del concreto menor a 4.2 m. Reyes (2021).

Ya que, el gradiente de presiones como el mostrado en la Figura 2-20, comienza a decrecer en la parte superior del encofrado y la región donde esto sucede es muy reducida respecto a la altura total del encofrado, los encofrados para muros donde se utilice concreto normal o bombeable, suelen ser diseñados considerando que el concreto ejercerá una presión uniforme en toda su altura, tal como se verá en los ejemplos de las secciones 3.7.2 y 3.7.3. Además, podrá ser considerada de la misma manera para determinar la carga lineal actuante a lo largo de los Studs y Walers.

Para encofrados de muros, el ACI 347, plantea 4 condiciones para la determinación de las presiones de diseño, como se muestran a continuación:

1° condición:

El American Concrete Institute, ha dedicado tiempo y estudios considerables para desarrollar prácticas de diseño y construcción de encofrados. El Comité ACI 347 indica que las presiones máximas para diseños encofrados, serán las presiones hidrostáticas completas, es decir, aquellas que consideren la altura total del concreto fresco y el peso específico del mismo, como se indica en la Ec. 2-3:

$$P_{max} = w \cdot h \quad \text{Ec. 2-3}$$

Donde:

P_{max} = presión lateral máxima, Kg/m²

w = peso específico del concreto recién vertido, Kg/m³

h = profundidad del concreto en estado fresco, m

Esta ecuación es aplicable en aquellos encofrados donde el nivel del concreto fresco ascienda velozmente, a una tasa de llenado mayor a 4.5 m/h. Dicha condición es usual en encofrados de columnas de concreto y encofrados robustos para muros donde se requiera de una tasa de llenado veloz del encofrado, ya que, el llenado de estos tipos de encofrados requiere de pocos u horas.

Para tasas de llenado menores o iguales a 4.5 m/h, el ACI 347 establece las Ec. 2-4 y Ec. 2-5. Ambas ecuaciones dependerán del peso específico del concreto y del tipo de cemento a utilizar. Para tal efecto, dispondremos de las Tablas 2-15 y 2-16 respectivamente, para determinar los coeficientes correspondientes a las distintas condiciones que puedan presentarse en la mezcla de concreto a emplear.

Peso específico del concreto	Valor de Cw
Menor a 2240 Kg/m ³	0.5(1+(w/2320 kg/m ³)), pero no menor que 0.8
2240-2400 Kg/m ³	1.0
mas que 2400 Kg/m ³	w/2320 kg/m ³

Tabla 2-15 Valores de coeficiente para el peso específico del concreto. ACI 347-14, (2014)

Tipo de cemento o mezcla	Valor de Cc
Tipos I, II y III sin retardante*	1.0
Tipos I, II y III con aditivos retardante*	1.2
Otros tipos o mezclas que contienen menos del 70% de escoria o 40% de cenizas volantes sin retardante*	1.2
Otros tipos o mezclas que contienen menos del 70% de escoria o 40% de cenizas volantes con aditivos retardante*	1.4
Mezclas que contienen más del 70% de escoria o 40% de cenizas volantes	1.4

Nota: Los aditivos retardantes incluyen cualquier aditivo, como un retardante, un reductor de agua, aditivos reductores de agua de alto rango (superplastificantes), que retrasan el fraguado del concreto.

Tabla 2-16 Valores de coeficiente químico del cemento. ACI 347-14, (2014)

2° condición:

- ✓ **La ecuación 2-3 se aplica a muros con una tasa de llenado menor o igual a 2.1 m/hora y una altura a colar de 4.2 m o menor.**

$$P_{max} = \frac{C_w C_c \left[7.2 + \frac{785R}{T+17.8} \right]}{9.81} \times 1000 \quad \text{Ec. 2-4}$$

Dónde:

P_m = presión lateral máxima, Kg/m²

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

C_w = coeficiente por peso específico del concreto, como se muestra en la Tabla 2-15.

C_c = coeficiente químico, como se muestra en la Tabla 2-16.

R = tasa de llenado del encofrado, m/hora.

T = temperatura del concreto a colar, grados centígrados.

El valor mínimo de P_m es $2930C_w$, pero en ningún caso mayor que $w \cdot h$.

- ✓ Se aplica al concreto con revenimiento de 17.5 cm. o menor.
- ✓ Se aplica al método de vibración interna normal a una profundidad de 1.20 o menor.

3° condición:

- ✓ **La ecuación 2-3 se aplica a todos los muros con una tasa de llenado de 2.1 a 4.5 m/hora, y también, a los muros con tasa de llenado menor a 2.1 m/hora pero con una altura a colar mayor a 4.2 m.**

$$P_{max} = \frac{C_w C_c \left[7.2 + \frac{1156}{T+17.8} + \frac{244R}{T+17.8} \right]}{9.81} \times 1000 \quad \text{Ec. 2-5}$$

Dónde:

P_m = presión lateral máxima, Kg/m²

C_w = coeficiente de peso unitario

C_c = coeficiente químico

R = tasa de llenado del encofrado, m/hora

T = temperatura del concreto a colar, ° C.

El valor mínimo de P_m es $2,930C_w$, pero en ningún caso mayor que $w \cdot h$.

- ✓ Se aplica al concreto con revenimiento de 17.5 cm o menor

- ✓ Se aplica al método de vibración interna normal a una profundidad de 1.20 m o menos.

4° condición:

El Comité 347 de ACI recomienda que el encofrado se diseñe mediante presión hidrostática completa, más un margen mínimo del 25% para los casos en los que el bombeo del concreto se realice desde la base del encofrado.

$$P_{max} = 1.25 w \cdot h \quad \text{Ec. 2-6}$$

2.3.2.2. Presiones laterales del concreto normal o bombeable en encofrados de columnas.

1° condición:

Para determinar las presiones que el concreto ejercerá sobre los encofrados de columnas, el ACI 347 define una columna como un miembro estructural vertical cuyas dimensiones de la sección transversal no deben superar 2.0 m por lado. Como se mencionó previamente, el American Concrete Institute recomienda que los encofrados para columnas se diseñen mediante la presión hidrostática completa, como se indica en la Ec. 2-3, $P_m = w \cdot h$. La tasa de llenado suele ser lo suficientemente rápida en columnas con vibración intensa o con concreto autonivelante. Por lo tanto, h debe tomarse como la altura completa de la columna, en la ecuación indicada.

$$P_{max} = w \cdot h$$

Donde:

P_{max} = presión lateral máxima, Kg/m²

w = peso específico del concreto recién vertido, Kg/m³

h = profundidad del concreto en estado fresco, m

A diferencia de encofrados típicos de muros, donde el ascenso del concreto es más lento y pueden considerarse una distribución de presiones como la mostrada en la Figura 2-21, en encofrados de columnas, el ascenso del concreto es mucho más veloz y no da lugar a que el concreto fragüe cuando éste llega al nivel máximo del encofrado, comportándose, así como un fluido en toda su altura, como se muestra en la Figura 2-21a.

Tal como se observa en la Figura 2-21, Peurifoy (2011, 295) recomienda que las presiones de las columnas sean consideradas en tres o más tramos distintos a lo largo de su altura, para ello, se recomienda dividir la altura total de la columna entre el número de tramos a considerar. Para este trabajo de graduación, se considerarán tres tramos a lo largo de las columnas.

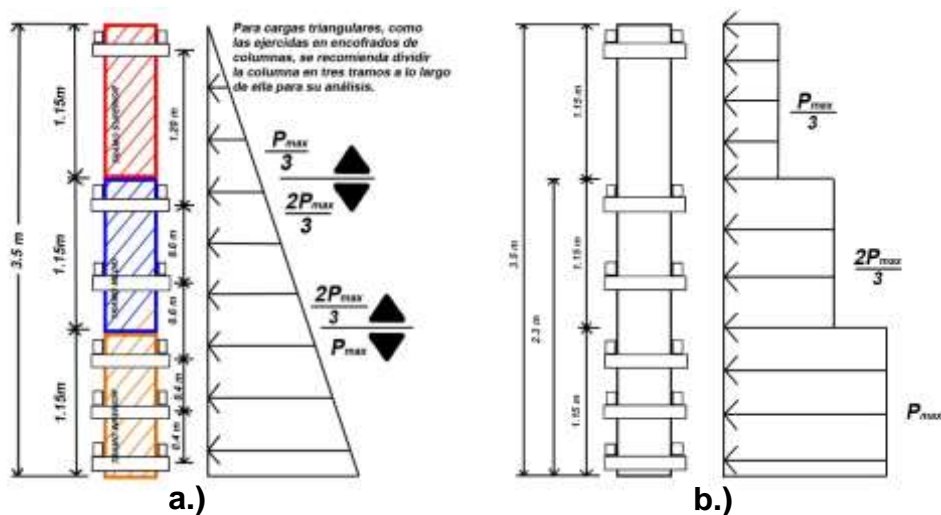


Figura 2-21. Diagrama de presiones en encofrados de columnas con presiones hidrostáticas completas. ("Formwork for concrete structures", 2011, Robert Peurifoy).

De la Figura 2-21a, se observa que la columna en cuestión de 3.5 metros de altura total, se dividirá en tres tramos de 1.15 metros para efectos de simetría. En el tramo inferior, se observa que actuará la presión máxima " P_{max} ", en el tramo medio, se tendrán $\frac{2P_{max}}{3}$ de la presión total del concreto y en el tramo superior, se tendrán $\frac{P_{max}}{3}$ de la presión total del concreto. Ya que se tendrán diferentes presiones a lo largo de la columna, el espaciamiento entre

abrazaderas será distinto para cada tramo, separándose a una mayor distancia en la parte superior de la columna.

Además, en el diseño de encofrados para columnas, tal como se observa en la Figura 2-21b, Peurifoy (2011, 295) recomienda que el diseño sea realizado considerando cargas uniformemente distribuidas. Para el tramo inferior, se considerará una carga uniformemente distribuida igual a P_{max} . Para el tramo medio, se considerará una carga uniformemente distribuida igual a $\frac{2P_{max}}{3}$ y para el tramo superior, se considerará una carga uniformemente distribuida igual a $\frac{P_{max}}{3}$.

Para una mejor comprensión de lo previamente mencionado, refiérase a los ejemplos para encofrados de columnas presentados en las secciones 3.8.2 y 3.8.3, donde podrá observar que recalculando los pasos 4 y 5 para determinar la separación entre abrazaderas, usando $\frac{2P_{max}}{3}$ y $\frac{P_{max}}{3}$, se obtendrán dos valores distintos para cada tramo de la columna, donde se deberá seleccionar el menor valor para cada tramo y de esta forma, garantizar que la separación entre abrazaderas cumplirá con ambas condiciones de diseño.

A la fecha, ningún libro o trabajo de graduación, ha considerado cargas triangulares actuantes a lo largo de los elementos que conforman a los encofrados (ya que para vigas con claros múltiples, se tendría que considerar un trapecio de carga distinto para cada claro y dicha práctica no resulta viable para el análisis de encofrados), por tanto, para este trabajo de graduación, también consideraremos cargas uniformes en distintos tramos del elemento, para el análisis del encofrado en cuestión, ya que se considera una buena práctica para el diseño de encofrados con cargas triangulares.

De lo anterior, establecemos que para los casos en que la tasa de llenado del encofrado sea baja (menor o igual a 2.1 m/h, ya sea porque las dimensiones de la columna son considerablemente grandes y reduzca la tasa de llenado del

encofrado), se hará uso de la ecuación 2-4 para determinar las presiones ejercidas por el concreto fresco.

$$P_{max} = \frac{[C_w C_c [7.2 + \frac{785R}{T+17.8}]]}{9.81} \times 1000$$

Dónde:

P_m = presión lateral calculada, Kg/m²

C_w = coeficiente de peso unitario

C_c = coeficiente químico

R = tasa de llenado del encofrado, m/hora

T = temperatura del concreto a colar, ° C. El valor mínimo de P_m es $2,930C_w$, pero en ningún caso mayor que wh .

- ✓ Se aplica al concreto con flujo de asentamiento de entre 650 mm y 800 mm, flujo de asentamiento T_{50} de entre 2 y 5 segundos
- ✓ Aplicable para los casos en los que el vibrado del concreto sea imposible.

2.3.3. Concreto autocompactable.

Del trabajo de graduación denominado “Concreto autocompactable: propuesta para el diseño de mezcla. Beneficios técnicos y consideraciones básicas para su implementación en El Salvador” (2005), se conoció que cuando se haga uso de concreto autocompactable, la caída máxima del concreto puede ser incrementada sin tener problemas de segregación, debido a que este tipo de mezclas utiliza aditivos superplastificantes, los cuales proporcionan mayor adherencia entre finos y agregados gruesos. Para este tipo de concreto, el proceso de colado puede realizarse desde la altura máxima de la estructura, sin hacer uso del sistema de embudo y tubería, siempre y cuando la altura de dicha estructura no exceda 5.0 m. Cuando la altura de la estructura supere 5.0 m, se

recomienda hacer uso del sistema de embudo y tubería previamente mencionado.

2.3.3.1. Presiones laterales del concreto autocompactable en encofrados de muros y columnas.

Cuando se haga uso de concreto autocompactable, por lo general, se recomienda utilizar la presión hidrostática completa como la presión de diseño, a excepción de aquellos colados donde la tasa de llenado del encofrado sea menor o igual a 2.1 m/h, ya que, se deben tener presentes las indicaciones que se muestran en la Tabla 2-16 sustraída del ACI 347, donde se hace referencia a que los aditivos retardantes mencionados en dicha tabla, pueden incluir superplastificantes.

Por tanto, cuando se disponga a hacer uso de este tipo de concreto, se tendrán dos condiciones para el cálculo de presiones, aplicable tanto para encofrados de muros y de columnas:

1° condición:

Cuando la tasa de llenado del encofrado sea mayor a 2.1 m/h, se deberá considerar la presión hidrostática completa. De la Ec. 2-3:

$$P_{max} = w \cdot h$$

Donde:

P_{max} = presión lateral máxima, Kg/m²

w = peso específico del concreto recién vertido, Kg/m³

h = profundidad del concreto en estado fresco, m

2° condición:

Cuando la tasa de llenado del encofrado sea menor o igual a 2.1 m/h, se hará uso de la Ec. 2-4:

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

$$P_{max} = \frac{[C_w C_c [7.2 + \frac{785R}{T+17.8}]]}{9.81} \times 1000$$

Dónde:

P_{max} = presión lateral máxima, Kg/m²

C_w = coeficiente por peso específico del concreto, como se muestra en la Tabla 2-15.

C_c = de la Tabla 2-16, para este tipo de concreto, el coeficiente $C_c=1.4$.

R = tasa de llenado del encofrado, m/hora.

T = temperatura del concreto a colar, grados centígrados.

El valor mínimo de P_{max} es $2930C_w$, pero en ningún caso mayor que $w \cdot h$.

- ✓ Se aplica al concreto con revenimiento de 17.5 cm. o menor.
- ✓ Se aplica al método de vibración interna normal a una profundidad de 1.20 o menor.

Puede apreciarse que, al aplicar la Ec. 2-4 para este tipo de concreto, al coeficiente C_c , obtenido de la Tabla 2-16, se le asignará un valor de 1.4, teniéndose presente que la presión obtenida mediante dicha fórmula, no sobrepase los valores de $P_{max} = w \cdot h$, correspondientes a la presión hidrostática completa.

2.3.4. Efecto del peso específico del concreto sobre la presión.

El peso específico del concreto para la mayoría de las estructuras es de 2,300 a 2,400 Kg/m³. Al concreto con peso específico de 2,400 Kg/m³ se le conoce como concreto de peso normal. Sin embargo, la densidad del concreto puede variar de 1,600 Kg/m³ para concreto liviano a 3,200 Kg/m³ para concreto de alta densidad. Para concreto con densidades diferentes a 2,400 Kg/m³, la presión se puede calcular multiplicando el peso específico del concreto de peso normal (2,400 Kg/m³) por las proporciones de las densidades.

Por ejemplo, si el concreto con peso específico de 2,400 Kg/m³ producirá una presión de 5,800 Kg/m² bajo ciertas condiciones, un concreto de baja densidad que pese 1,600 Kg/m³ debería producir una presión igual a $(1,600/2,400) \times 5,800 = 3,867$ Kg/m² en las mismas condiciones. De manera similar, para un concreto de alta densidad que pese 3,200 Kg/m³, la presión producida será igual a $(3,200/2,400) \times 5,800 = 7,733$ Kg/m² en las mismas condiciones.

La ecuación 2-7 puede usarse para determinar la presión máxima producida por concreto con densidad diferente a 2,400 Kg/m³.

$$P'_m = [(D')/(150)] \times P_m \quad \text{Ec. 2-7}$$

dónde

P'_m = presión modificada, Kg/m²

D' = densidad del concreto, Kg/m³

P_m = presión máxima para concreto cuyo peso específico es de 2,400 Kg/m³ cuando se realiza el colado en las mismas condiciones.

2.3.5. Cargas verticales en encofrados.

Además de la presión lateral, también se imponen cargas verticales sobre algunos encofrados. Estas cargas verticales se deben al peso del concreto recién colado, acero de refuerzo, peso propio del encofrado, el peso de herramientas y equipos, además del peso de los trabajadores. Para estructuras de varios pisos, el diseño de los encofrados debe considerar las cargas que se transmiten desde todos los pisos superiores.

Como puede apreciarse, además del peso del concreto, el peso del material de encofrado y del acero de refuerzo también deben incluirse en las cargas verticales que se aplican al encofrado. El peso propio del encofrado no se conocerá hasta que se diseñe el encofrado. El diseñador puede estimar un peso de 27.0 Kg/m² y una vez terminado el diseño, verificarlo, conociendo todos los

tamaños y pesos de los miembros. El peso combinado del concreto, el acero de refuerzo y el material del encofrado a menudo se denomina carga muerta en los encofrados.

Superpuestas a las cargas muertas, están las cargas vivas que pueden imponerse en los encofrados. Las cargas vivas consisten en los pesos de los trabajadores, herramientas, equipos y cualquier material de almacenamiento. El Comité 347 de ACI recomienda una carga viva mínima de 245 Kg/m² que contempla trabajadores, herramientas y equipos. Otra carga viva a considerar es la producida por el impacto del concreto fresco sobre la plataforma del encofrado, cuando se realiza mediante métodos manuales, no habrá un incremento considerable en las cargas y puede considerarse despreciable. En el caso de realizar el vertido del concreto mediante bomba, tolva o buggie de colado, deberán considerarse los incrementos de carga que se muestran a continuación:

Para el diseño de miembros que soporten las cargas debidas al impacto del concreto, del ACI 347 SP-4, (2014), se establece:

- ✓ Incrementar en un 10% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilice cualquier tipo de bomba.
- ✓ Incrementar en un 25% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilice tolva
- ✓ Incrementar en un 40% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilicen buggies de colado.

Por lo tanto, los encofrados para losas de concreto deben soportar tanto el peso del personal encargado y equipos (cargas vivas) además del peso del concreto recién colado y los materiales que conforman al encofrado (carga muerta). Para el diseño de encofrados horizontales, se suelen utilizar cargas distribuidas en un área (Kg/m²).

2.4. Cargas por viento en sistemas de encofrado.

El diseño de los sistemas de encofrado debe incluir fuerzas de viento horizontales además del peso vertical del concreto y las cargas vivas que soporta el encofrado. El viento horizontal aplicará cargas laterales respecto a los sistemas de apuntalamiento y al encofrado en la parte superior. El viento también puede aplicar fuerzas de levantamiento contra la parte inferior del encofrado.

La publicación especial N°4 del ACI, proporciona cargas mínimas de diseño para estructuras, proveyendo una cobertura integral de cargas debidas al viento basada en una investigación sustancial.

La Tabla 2-17, proporciona cargas mínimas de diseño producidas por el viento para distintas alturas, dichos valores serán de utilidad a la hora de determinar la capacidad de carga mínima que deberá soportar cada puntal debido a dicha acción del viento.

Altura del muro, m	Fuerza del viento prescrita por ACI, Kg/m
1,20 ó menos	45
1,80	67
2,40	149
3,00	149
3,60	149
4,20	156
4,80	179
5,40	201
6,00	223
6,00 o más	37.2h

Tabla 2-17 Fuerzas mínimas de diseño para el aplomado de estructuras. ACI 347 SP-4, (2014)

Para garantizar el alineamiento de los encofrados, éstos deben estar adecuadamente apuntalados para resistir los movimientos laterales. Los puntales deben estar bien sujetos en ambos extremos para evitar el

desplazamiento y la rotación. La Figura 2-22, muestra la geometría y reacciones de un sistema de apuntalamiento sobre sistema de encofrado para muros.

El puntal se coloca a una distancia “x” apoyado en el piso, a partir de la base del encofrado y a una distancia “y” apoyado en el encofrado, a partir de la base del mismo.

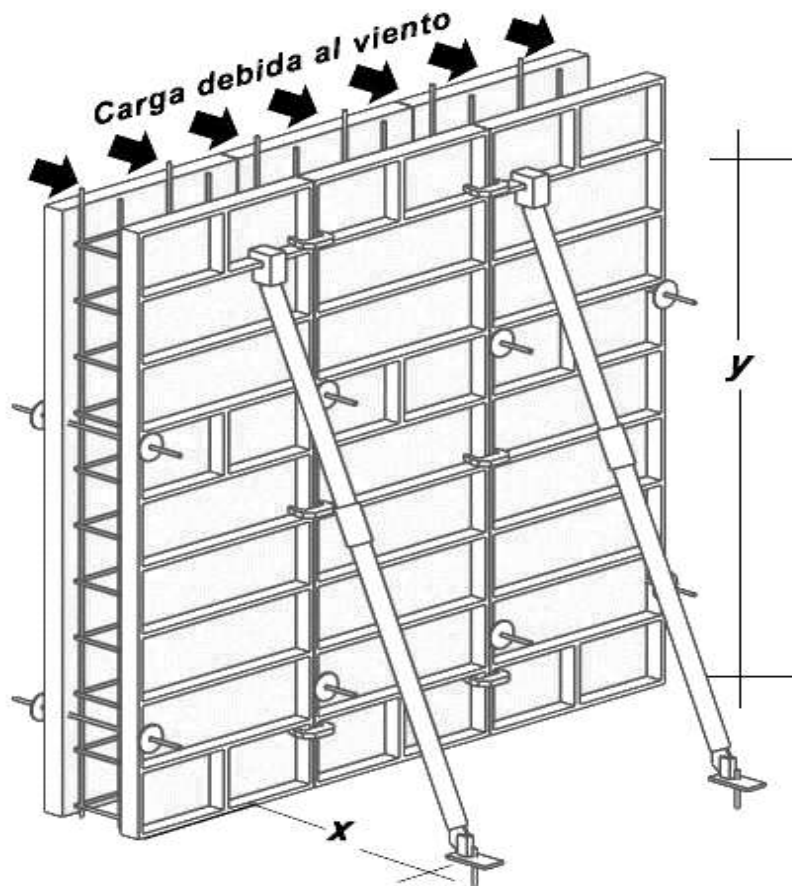


Figura 2-22. Reacciones producidas por la carga del viento. Peurifoy, (2011)

Para determinar la fuerza mínima requerida en los puntales que garantizarán el aplomado de la estructura y las reacciones producidas en los puntales, se tienen las siguientes ecuaciones:

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

- ✓ Fuerza horizontal aplicada.

A partir de la fuerza seleccionada de la Tabla 2-17, según la altura del encofrado, se procede a determinar la fuerza horizontal aplicada a cada puntal. Debemos recordar que las cargas proporcionadas en la Tabla 2-17, son cargas lineales. Para determinar la carga puntual horizontal actuando sobre cada puntal, se deberá multiplicar la separación entre puntales (seleccionada por el proyectista) por la carga lineal obtenida de la Tabla 2-17:

$$F_H = H * S_4 \quad \text{Ec. 2-8}$$

Donde:

F_H : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

H : Fuerza lineal producida por el viento a una altura determinada, Kg/m.

S_4 : Separación entre Puntales, m.

- ✓ Longitud requerida del puntal.:

$$z = \sqrt{(x)^2 + (y)^2} \quad \text{Ec. 2-9}$$

Donde:

z : Longitud requerida del puntal, m.

x : Distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del puntal en el piso (seleccionada por el proyectista), m.

y : Distancia desde la base del encofrado hasta la altura de apoyo del puntal en el encofrado (seleccionada por el proyectista), m.

- ✓ Fuerza axial soportada por cada puntal.

$$F_{ax} = F_H (z/x) \quad \text{Ec. 2-10}$$

Donde:

F_{ax} : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

F_H : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

z : Longitud requerida del puntal, m.

x : Distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del puntal en el piso (seleccionada por el proyectista), m.

2.5. Proceso de desencofrado.

Los encofrados deben retirarse lo antes posible para proporcionar el mayor número de usos, pero no hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia suficiente para garantizar la estabilidad estructural y para soportar tanto la carga muerta como cualquier carga de diseño que pueda imponerse. El ingeniero-arquitecto debe especificar la resistencia mínima requerida del concreto antes de remover los encofrados o puntales porque la resistencia requerida para la remoción de los encofrados puede variar ampliamente con las condiciones del trabajo.

El método preferido para el desencofrado y el desapuntalamiento, en el caso de las losas y vigas, es en función de la resistencia del concreto. Robert Peurifoy, uno de los referentes fundadores de la ingeniería de encofrados, recomienda realizar el desencofrado una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su f'_c .

En general, los encofrados para miembros verticales, como columnas y pilares, pueden ser removidos antes que los encofrados horizontales, como vigas y losas. El Comité 347 del ACI sugiere realizar el desencofrado de elementos de concreto, bajo los siguientes criterios:

- Los encofrados para columnas, paredes y los laterales para las vigas, a menudo, se pueden quitar en 12 horas.
- El desmontaje de encofrados de vigas primarias o vigas secundarias depende de la longitud de los claros entre soportes estructurales. Por ejemplo, los

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

tramos de menos de 3.00 metros generalmente requieren de 4 a 7 días, los tramos entre 3.00 y 6.00 metros requieren de 7 a 14 días, y los tramos de más de 6.00 metros generalmente requieren de 14 a 21 días.

- El desmontaje de encofrados para losas unidireccionales también dependerá de los claros entre los soportes estructurales. Los tramos de menos de 3.00 metros generalmente requieren de 3 a 4 días, los tramos de 3.00 a 6.00 metros generalmente requieren de 4 a 7 días, y los tramos de más de 6.00 metros requieren de 7 a 10 días.

CAPÍTULO 3

DISEÑO DE ENCOFRADOS

3.1. Fallas en los encofrados.

Información general.

El fracaso del sistema de encofrado propuesto siempre es vergonzoso, costoso y una situación triste para todos los involucrados en un proyecto. La seguridad debe ser la prioridad de todos, trabajadores y supervisores. Los accidentes no solo afectan a los trabajadores sino también a sus familias. Todos en un proyecto deben estar alerta a condiciones que puedan poner en peligro su seguridad, y todo el trabajo debe realizarse de acuerdo a las normas de seguridad y los requisitos especificados en el diseño del encofrado.

Una falla puede resultar en un colapso parcial o total de los encofrados. También puede resultar en una distorsión o movimiento del sistema, que requerirán la remoción y reemplazo de una sección de concreto y la sustitución del acero de refuerzo dependiendo del grado de deformación que presente luego del accidente. Tales fallas no deberían ocurrir y no ocurrirán si el encofrado se construye con la resistencia y rigidez adecuadas.

El encofrado debe ser diseñado por un ingeniero o por alguien que tenga suficiente conocimiento de las fuerzas y la resistencia de los materiales del sistema. Algunos países requieren que los encofrados, además de las estructuras de concreto más simples, sean diseñadas por ingenieros profesionales registrados y que sean inspeccionados por un ingeniero para verificar su idoneidad.

Causas de fallas de encofrados.

Existen numerosas causas de fallas en los encofrados. La siguiente, es una lista parcial:

1. Apuntalamiento inapropiado.
2. Arriostamiento inadecuado de los miembros.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

3. Falta de control de la tasa de colocación del concreto.
4. Vibración inadecuada o poco control en el proceso de fraguado del concreto.
5. Conectores inadecuados.
6. Detalles de soportes inadecuados.
7. Desencofrado prematuro del encofrado.
8. Errores en la colocación de reapuntamiento.
9. Diseño incorrecto del encofrado.
10. Resistencia inadecuada del material que conforma al encofrado.
11. Incumplimiento de los códigos y normas.
12. Negligencia de trabajadores o supervisores.

En muchos casos, la falla del encofrado es el resultado de apuntalamientos inadecuados para losas de entrepiso y techos. Debido a que los sistemas de apuntalamiento constituyen el mayor peligro de fallas de encofrados, se debe tener especial cuidado al diseñar e inspeccionar el sistema de apuntalamiento para una estructura de concreto.

Los diseñadores y constructores de encofrados son responsables del cumplimiento de los códigos y normas aplicables al encofrado. La Ley de Seguridad y Salud Ocupacional (OSHA), proporciona normas de seguridad para encofrados. El Comité 347 de ACI publica la "Guía de encofrados para concreto", que contiene los estándares de encofrados.

Tradicionalmente, la responsabilidad del encofrado ha sido del contratista de la construcción. Aunque los códigos y estándares se desarrollan para garantizar la seguridad relacionada con la construcción, es deber de todas las partes involucradas en un proyecto lograr la seguridad. Esto incluye diseñadores de encofrados, ingenieros, arquitectos, obreros e inspectores.

Prevención de fallas en encofrados.

La seguridad de los trabajadores es una preocupación de todas las partes: propietarios, diseñadores y contratistas. La seguridad es responsabilidad de todos, incluidos los trabajadores en el campo, los supervisores y la alta gerencia. Existen muchos riesgos en el proceso de montaje y desmontaje de sistemas de encofrados. Se deben tomar todas las precauciones para garantizar un entorno de trabajo seguro. A continuación, se muestra una lista parcial de reglas que se pueden utilizar para reducir el potencial de fallas en encofrados.

1. Prepare un plan de encofrado que incluya planos detallados y especificaciones escritas para la construcción, montaje y desmontaje del encofrado. El plan debe ser preparado por una persona competente en el diseño del encofrado.
2. Siga todos los códigos, ordenanzas y reglamentos locales relacionados con encofrados, apuntalamientos y andamiaje.
3. Establezca pautas para el proceso de apuntalamiento y asegúrese de que todas las personas que monten, desmonten o manipulen puntales estén al tanto de ellas.
4. Siga todas las instrucciones, procedimientos y recomendaciones de los fabricantes de componentes de encofrado utilizados en el encofrado.
5. Examine el lugar de trabajo en busca de peligros, como rellenos de tierra sueltos, zanjas, escombros, cables aéreos y aberturas sin protección.
6. Asegure una protección adecuada contra caídas para los trabajadores el montaje del encofrado, el vertido del concreto y el desmontaje del encofrado.
7. Inspeccione todos los apuntalamientos y andamios antes de usarlo, para asegurarse de que esté en buenas condiciones de funcionamiento y para garantizar que los trabajadores estén usando el equipo correctamente.

8. Realice una comprobación exhaustiva del sistema de encofrado después de su montaje e inmediatamente antes del vertido, en particular en las conexiones entre los componentes del encofrado.
9. Nunca arriesgarse. Si tiene dudas sobre la seguridad, comuníquese con un inspector de seguridad y la gerencia. Es mejor prevenir un accidente.

3.2. Diseño de miembros que conforman a los sistemas de encofrados.

Información general.

El diseño de miembros de madera implica la selección del tamaño y grado de la madera para soportar las cargas y deflexiones aplicadas. Las cargas aplicadas producen los esfuerzos normales, cortantes, de aplastamiento y cortante en pernos, clavos y apoyos. El miembro seleccionado también debe tener suficiente rigidez para evitar deformaciones y desviaciones excesivas.

Para el diseño de encofrados, ya sea mediante madera aserrada o mediante el sistema de vigas H20, tanto el revestimiento, Studs (vigas secundarias) y walers (vigas primarias), deberán ser diseñados bajo los esfuerzos normales, cortantes y la deflexión. En las siguientes secciones, veremos la deducción para cada una de las ecuaciones a ser utilizadas durante el diseño de encofrados para cada una de las condiciones descritas. Finalmente, estableceremos las ecuaciones para el cálculo directo de las longitudes máximas de los claros a lo largo del plywood (separación entre Studs), de los Studs (Separación entre Walers) y de los Walers (Separación entre Ties).

3.3. Dedución de ecuaciones de diseño para vigas primarias (Walers) y vigas secundarias (Studs), en sistemas de encofrados.

Las ecuaciones presentadas en la Tabla 3-1, son las ecuaciones fundamentales para el análisis de esfuerzos normales, cortantes y la deflexión. Cabe mencionar que, cuando nos referimos a vigas, en este trabajo de graduación, estamos

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

hablando de Studs (vigas secundarias de un encofrado) y walers (vigas primarias de un encofrado). Las ecuaciones de la Tabla 3-1, serán utilizadas para deducir a partir de ellas las ecuaciones necesarias para el análisis y diseño de sistemas de encofrados. En las secciones 3.3.1 y 3.3.2, se verá la deducción de esfuerzos normales y de los esfuerzos cortantes por flexión en viga, para un miembro sometido a flexión pura, y por medio de ellas, procederemos a determinar las fórmulas de diseño necesarias para el análisis

Además, los miembros que componen a los diferentes sistemas de encofrados, deberán ser analizados bajo dos criterios de deflexión. En primero lugar, la deflexión deberá limitarse a una deflexión que no supere el valor obtenido de la expresión $l/360$, siendo “ l ”, el claro máximo a lo largo del miembro analizado. Se debe tener en cuenta que el claro máximo se obtiene en centímetros, por tanto, la deflexión que se obtendrá de dicha expresión también se obtendrá en centímetros. Para sistemas de encofrados, las deflexiones suelen expresarse en milímetros, por tanto, cuando se le requiera, se deberá realizar dicha conversión, como se verá en las siguientes secciones de este capítulo. Además, la deflexión obtenida de $l/360$, no podrá ser en ningún caso mayor a 1.55 mm, por tanto, dicha restricción será nuestro segundo criterio para el análisis por deflexión.

Se sabe que, para el caso de encofrados horizontales como los de losas y vigas de concreto, las cargas que el concreto transmitirá a los elementos que componen a los sistemas de encofrados serán uniformes. En el caso de encofrados verticales, como los de muros y columnas, tal como se vio en la sección 2.3, tendrán gradientes de presiones parciales o totales. Para el caso de encofrados de muros, el gradiente parcial de presiones que se encuentra en la parte superior del encofrado (refiérase a la Figura 2-21), no merece la pena ser analizado de manera independiente a la región uniformemente distribuida de la parte inferior, ya que, la región superior donde actúa el gradiente de presiones hasta llegar a cero, suele ser una porción relativamente pequeña de la altura total

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

del muro y para efectos prácticos y de uniformidad durante el proceso constructivo, se suele considerar que las presiones actuantes son uniformes a lo largo de toda la altura del muro.

Por otra parte, en encofrados de columnas, se tiene un gradiente de presiones completo a lo largo de toda la altura de la columna. Tal como se mencionó en la sección 2.3.4, para dicha condición, se recomienda dividir la presión máxima ejercida en el fondo del encofrado en al menos 3 porciones a lo largo de la altura total de la columna (refiérase a la Figura 2-21), dicha práctica permite reducir gradualmente las presiones del concreto en la parte superior del encofrado, considerando así cargas uniformes distribuidas a lo largo de cada región a lo largo de la altura del encofrado. Tal como se mencionó en dicha sección, esta práctica es usual para el diseño de encofrados de columnas y podrá referirse a ella en trabajos de graduación realizados en años previos, como “Propuesta de cálculo, diseño y construcción de encofrados en El Salvador”, Mayo 1995, Universidad de El Salvador” y “Diagnostico del uso de encofrados en elementos estructurales de concreto, para los diferentes tipos de edificaciones en la zona oriental de El Salvador, Agosto 2014, Universidad de El Salvador”.

Debido a las consideraciones recién planteadas para encofrados horizontales y verticales, en las siguientes secciones, se hace referencia a cargas uniformemente distribuidas, independientemente del tipo de encofrado con el que se esté tratando, tomando en cuenta las condiciones que deberán cumplirse al considerar este tipo de distribución de cargas, sobretodo en encofrados para columnas.

Además, la NDS (2018), recomienda que cuando se tengan múltiples cargas puntuales de igual magnitud actuando a lo largo de una viga, resulta lo suficientemente preciso considerar a dichas cargas puntuales como una carga uniforme, tal como se verá en el diseño del asiento de viga, del ejemplo 3.10.2.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

La simbología a utilizar para la deducción de las ecuaciones de diseño, se muestran a continuación:

M = Momento flector, $Kg.m$

c = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más lejana a tensión o compresión, cm .

f = Esfuerzo aplicado, Kg/cm^2 .

F = Esfuerzo máximo admisible, Kg/cm^2 .

I = Momento de inercia de la sección de la viga, cm^4 .

b = Ancho de la sección transversal de la viga, cm .

d = Profundidad o peralte de la sección transversal de la viga, cm .

S = Módulo de sección, cm^3 .

V = Fuerza cortante, Kg .

A = Área de la sección transversal, cm^2 .

E = Módulo de elasticidad para cálculos de deflexión, Kg/cm^2 .

$f_{c//}$ = Esfuerzo de compresión paralelo a las vetas, Kg/cm^2 .

$f_{c\perp}$ = Esfuerzo de compresión perpendicular a las vetas, Kg/cm^2 .

IB/Q = Constante Rolling Shear, cm^2/m

L = Longitud total de una viga, m .

l = Longitud de un tramo de viga, cm .

Δ = Deflexión de una viga, mm .

La simbología previa, hace referencia a las propiedades físicas y mecánicas de los elementos que componen a los diferentes sistemas de encofrados, tanto para Studs o Walers (vigas secundarias o primarias, respectivamente) como para el revestimiento.

Tabla para momento flector, cortante y deflexión para distintas condiciones de cargas y apoyos en vigas.

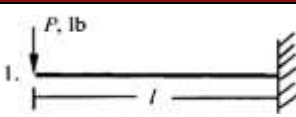
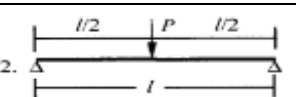
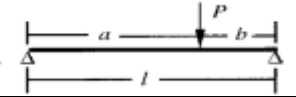
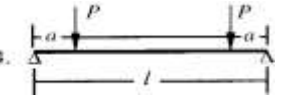
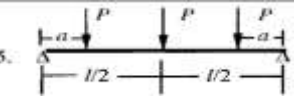
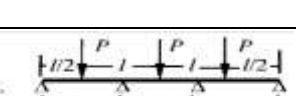

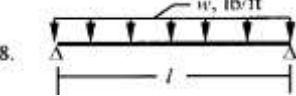
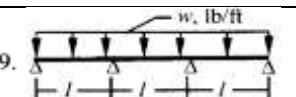
Diagrama de carga	Fuerza cortante V, Kg	Momento flector M, Kg-m	Deflexión Δ , cm
1. 	P	Pl	$4Pl^3/EI$
2. 	$P/2$	$Pl/4$	$Pl^3/48EI$
3. 	Pa/l	Pab/l	$Pb[l^2/16 - b^2/12]/EI$
4. 	P	Pa	$Pa[3l^2/4 - a^2]/6EI$
5. 	$3P/2$	$P[l/4 + a]$	$P[l^3 + 6al^2 - 8a^2]/48EI$
6. 	$5P/2$	$3Pl/16$	$5Pl^3/384EI$
7. 	wl	$wl^2/2$	$wl^4/8EI$
8. 	$wl/2$	$wl^2/8$	$5wl^4/384EI$
9. 	$5wl/8$	$wl^2/10$	$wl^4/145EI$

Tabla 3-1. Momento flector, fuerza cortante y deflexión para distintas condiciones de apoyo y carga en vigas. Peurifoy, (2011)

3.3.1. Esfuerzos normales en vigas de sistemas de encofrados.

A partir de las ecuaciones descritas en la Tabla 3-1 y mediante algunos conceptos básicos de mecánica de los materiales, procederemos a establecer las ecuaciones que nos servirán para el diseño a flexión pura de las vigas que conforman a los distintos sistemas de encofrados.

Para un miembro sometido a flexión pura, el esfuerzo normal aplicado no debe exceder al esfuerzo de diseño admisible $f_b < F_b$. De Peurifoy (2011), se obtienen las siguientes ecuaciones:

El modelo matemático que permite determinar esfuerzos normales en vigas es el siguiente:

$$f_b = Mc / I = M / S \quad \text{Ec. 3-1}$$

Al modelo matemático anterior se le denomina popularmente como "fórmula de flexión", al sustituir el momento flector máximo de una viga en la Ec. 3-1, puede determinarse el esfuerzo normal máximo admisible para dicha viga. Si se desea conocer la deducción matemática de este modelo puede consultar la siguiente fuente: Mecánica de Materiales, Beer, 6ta edición.

Para una viga rectangular sólida, el momento de inercia será:

$$I = bd^3 / 12 \quad \text{Ec. 3-2}$$

Ya que el módulo de sección se define como la inercia de un elemento dividida entre la distancia medida desde el eje neutro de una viga hasta la fibra más lejana a tensión o compresión, definida como "c = d/2" en miembros rectangulares, siendo d la profundidad de la viga, el módulo de sección puede expresarse de la siguiente manera:

$$S = I / c$$

Sustituyendo la inercia y la distancia "c" en el módulo de sección, se tiene:

$$S = bd^2 / 6 \quad \text{Ec. 3-3}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Sustituyendo la ecuación 3-3 en la ecuación 3-1, se tiene que los esfuerzos normales aplicados, pueden expresarse de la siguiente manera:

$$f_b = M / S$$
$$f_b = 6M / bd^2 \quad \text{Ec. 3-4}$$

Las ecuaciones 3-1 y 3-4 se utilizan para determinar los esfuerzos normales aplicados en miembros de madera con dimensiones conocidas.

Teniendo la ecuación 3-1 para los esfuerzos normales, procedemos a sustituir los esfuerzos normales aplicados f_b por los esfuerzos normales admisibles F_b en la Ec. 3-1:

$$S = M / F_b \quad \text{Ec. 3-5}$$

Para una sección rectangular, sustituyendo S por $bd^2 / 6$ de la ecuación 3-5, obtenemos:

$$bd^2 = 6M / F_b \quad \text{Ec. 3-6}$$

Al analizar una viga, la magnitud de la carga uniforme que actúa a lo largo de ella o la magnitud y ubicación de la carga o cargas concentradas. Además, se conoce la longitud del tramo y el tipo de soportes (ya sean simples o continuos).

Por lo tanto, el momento flector M puede calcularse a partir de las cargas conocidas. Además, para un determinado grado y especie de madera, se conoce el esfuerzo admisible F_b . Con esta información, se puede determinar las dimensiones requeridas del miembro, como se verá más adelante.

Las ecuaciones descritas previamente, serán utilizadas en las secciones 3.4.1, 3.5.1 y 3.6.1 para determinar las ecuaciones correspondientes al cálculo directo de longitudes máximas en los claros a lo largo de los miembros analizados bajo esfuerzos normales.

3.3.2. Esfuerzo cortante en vigas de sistemas de encofrados.

Tal como se presentó anteriormente, las cargas que actúan transversalmente al eje de la viga, provocan momentos flectores. Estas cargas también producen fuerzas cortantes en la viga que tienden a separar partes adyacentes de la misma. Los esfuerzos cortantes en cualquier punto de una viga, son iguales en magnitud y en ángulo recto, perpendiculares al eje de la viga y paralelos al eje de la misma. Por lo tanto, hay esfuerzos cortantes verticales y horizontales en una viga sometida a flexión. Debido a que la resistencia de la madera, es mayor cuando las cargas son aplicadas perpendicularmente a las vetas que paralelamente a las vetas de la madera, la falla cortante de un miembro de madera es mayor en la dirección horizontal (paralela a las vetas) a lo largo del eje de la viga. Por lo tanto, en el diseño de vigas de madera a cortante, se considera el esfuerzo de cortante horizontal. De Peurifoy (2011), se obtienen las ecuaciones que se muestran en esta sección, de la siguiente manera:

El esfuerzo cortante horizontal máximo aplicado en una viga de madera rectangular, se obtiene mediante la Ec.:

$$f_v = 3V / 2bd \quad \text{Ec. 3-7}$$

Para una viga continua con apoyos en cada extremo y una carga uniformemente distribuida en toda su longitud, el cortante total máximo se producirá en los extremos y será:

$$V = wL / 2 \quad \text{Ec. 3-8}$$

Para una viga continua, apoyada sobre más de dos soportes igualmente espaciados, con una carga uniforme distribuida en toda su longitud, el cortante total máximo se determina mediante la ecuación correspondiente que se muestra en la Figura 9 de la Tabla 3-1:

$$V = 5 wL / 8 \quad \text{Ec. 3-9}$$

Método modificado para determinar el esfuerzo cortante horizontal en una viga.

Al calcular la fuerza cortante V en miembros a flexión con cargas uniformemente distribuidas, la NDS permite omitir todas las cargas que se encuentren a una distancia “ d ” de los apoyos, siempre que la viga esté soportada por un apoyo completo en una superficie y cuyas cargas sean transmitidas a otros elementos del sistema. Para esta condición, la fuerza cortante en los puntos reactores o de soporte de las vigas de un solo tramo y múltiples tramos, que soporten cargas uniformemente distribuidas, será la siguiente.

Para una viga con carga uniforme w , en toda su longitud L , se tiene:

$$\text{Carga vertical total} = wL$$

$$\text{Cargas aplicada a lo largo de una distancia “}d\text{” de los soportes} = w(2d)$$

Por lo tanto, si procedemos a restar la carga actuante a una distancia “ d ” de los apoyos, a la carga total de la viga, la carga vertical actuante será:

$$F = wL - w(2d) \quad \text{Ec. 3-10}$$

Para esta condición, la fuerza cortante V será:

$$V = F/2 \quad \text{Ec. 3-11}$$

$$= (wL / 2) - w (d)$$

$$= (wL/2) [1 - (2)wd/(w)L]$$

$$V = (wL/2) [1 - 2d/L] \quad \text{Ec. 3-12}$$

Ya que L , representa la longitud de las vigas que conforman al encofrado, en metros, se procede a sustituir por l en centímetros, para representar la longitud de los claros a lo largo de dicha viga, es decir, la separación entre soporte a lo largo de la viga medido en centímetros, mediante la Ec. 3-10.

$$V = (wl/2) [1 - 2d/l] \quad \text{Ec. 3-13}$$

La ecuación 3-13, puede reescribirse de la siguiente manera:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$V = wl \cdot [1 - 2d/l]/(2) \quad \text{Ec. 3.13a}$$

De la ecuación 3-7, el cortante total para una viga será:

$$V = 2f_v bd/3 \quad \text{Ec. 3.13b}$$

Igualando las ecuaciones 3-13a y 3-13b y resolviendo en función de f_v se obtiene:

$$\begin{aligned} 2f_v bd/3 &= wl \cdot [1 - 2d/l]/(2) \\ f_v &= 3wl [1 - 2d/l] / [4bd] \\ f_v &= 3w [l - 2d] / 4bd \quad \text{Ec. 3-14} \end{aligned}$$

Para vigas con claros múltiples, la fuerza cortante V se puede calcular de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} V &= (5wL/8) - [(5w/8) \times (2d)] \\ V &= (5wL/8) [1 - 2d/L] \quad \text{Ec. 3-15} \end{aligned}$$

Sustituyendo L que representa la longitud total de la viga sujeta a análisis por l , que representa la longitud de los claros a lo largo de la viga sujeta a análisis, se tiene:

$$V = 5w [l - 2d] / 8 \quad \text{Ec. 3.15a}$$

De la ecuación 3-7, se obtiene que la fuerza cortante será:

$$V = 2f_v bd / 3 \quad \text{Ec. 3.15b}$$

Igualando las Ec 3-15a y 3-15b y resolviendo en función de f_v se obtiene:

$$\begin{aligned} 2f_v bd / 3 &= 5w [l - 2d] / 8 \\ f_v &= 15w [l - 2d] / 16bd \quad \text{Ec. 3-16} \end{aligned}$$

Las ecuaciones descritas previamente, serán utilizadas en las secciones 3.4.2, 3.5.2 y 3.6.2 para determinar las ecuaciones correspondientes al cálculo directo de longitudes máximas en los claros a lo largo de los miembros analizados bajo cortante.

3.3.3. Deflexión en vigas de sistemas de encofrados.

El grado de deflexión admisible generalmente se especifica en los criterios de diseño. Típicamente, la deflexión se limita a $l/360$, siendo “ l ” en milímetros, la longitud de los claros a lo largo de una viga. Dicha limitación de deflexión, se aplica al diseño cuando la apariencia o la rigidez son importantes. Limitar la deflexión a $l/360$ reduce la flecha poco atractiva de las vigas y el efecto de un piso excesivamente elástico (aplicable en encofrados verticales y horizontales). Cuando la apariencia o la rigidez tienen menor importancia, la deflexión se limita a valores máximos de $l/270$ o $l/240$.

La mayoría de las especificaciones para estructuras de concreto, limitan la deflexión de los miembros que conforman al encofrado para evitar ondulaciones e irregularidades excesivas en la superficie del concreto. En encofrados donde la apariencia sea importante, el diseño deberá limitarse a valores con deflexiones menores o iguales a $l/360$, o a 1.55 mm. Donde “ l ” será la distancia entre los centros de los soportes.

Deflexión en vigas con cargas uniformes.

El grado de deflexión dependerá de la magnitud de la carga distribuida, la longitud la viga, sección transversal de las mismas, sus propiedades físicas y mecánicas y del número y ubicación de soportes a lo largo de la viga.

Vigas con claro simple y cargas uniformemente distribuidas.

En encofrados, una viga puede soportar cargas uniformemente distribuidas y estar soportadas por un apoyo simple, tal es el caso de las vigas secundarias o de reparto que conforman al asiento de un encofrado de vigas de concreto, las cuales son soportadas por vigas primarias o portantes, como se muestra en la Figura 3-1.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS



Figura 3-1. Claros simples a lo largo de vigas secundarias en asientos para encofrados de vigas de concreto. ARRECONSA, (2018).

De Peurifoy (2011), se obtienen las ecuaciones que se muestran en esta sección, de la siguiente manera:

Para esta condición, la deflexión máxima en el centro de la viga puede calcularse mediante la ecuación 3-17:

$$\Delta = 5Wl^3 / 384EI \quad \text{Ec. 3-17}$$

Sustituyendo $W = wl$ en la ecuación 3-17, la deflexión máxima de una viga de un solo claro con una carga uniformemente distribuida se puede calcular mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta = 5wl^4 / 384EI \quad \text{Ec. 3-18}$$

La carga uniforme que producirá una deflexión igual a Δ será la siguiente:

$$w = 384EI\Delta / 5l^4 \quad \text{Ec. 3-19}$$

$$\text{Para } \Delta = l / 360, w = 16EI / 75l^3 \quad \text{Ec. 3.19a}$$

$$\text{Para } \Delta = 1.55 \text{ mm}, w = 2,976EI / 25l^4 \quad \text{Ec. 3.19b}$$

Más adelante, estas ecuaciones serán empleadas para deducir las ecuaciones de diseño.

Deflexión en vigas de claros múltiples con cargas uniformemente distribuidas.

Para una viga con cargas uniformemente distribuidas, y múltiples apoyos a lo largo de la misma (cuya condición es la comúnmente utilizada en el diseño de la mayoría de miembros que conforman al encofrado). La deflexión máxima en los vanos, se determina según la ecuación 3-20.

$$\Delta = 2wl^4/2,905EI \quad \text{Ec. 3-20}$$

Separación admisible entre miembros de madera, en función del momento flector, fuerza cortante y deflexión.

Para fines de diseño, a menudo es útil reescribir las ecuaciones de esfuerzo y deflexión planteadas previamente para calcular la separación admisible a lo largo de cada miembro sujeto a análisis, en términos de las dimensiones de los mismos, sus esfuerzos admisibles y cargas que soportará cada miembro. Las ecuaciones planteadas previamente pueden ser reescritas para obtener la longitud l de los claros a lo largo de cada miembro, en función de los esfuerzos normales, cortantes y la deflexión.

Las ecuaciones descritas previamente, serán utilizadas en las secciones 3.4.3, 3.5.3 y 3.6.3 para determinar las ecuaciones correspondientes al cálculo directo de longitudes máximas en los claros a lo largo de los miembros analizados bajo deflexiones máximas de diseño.

A continuación, se procede a deducir a partir de las ecuaciones previamente planteadas, las ecuaciones de diseño a utilizar para determinar la longitud máxima admisible en los claros, a lo largo de los distintos miembros que conformarán a los sistemas de encofrados, para las condiciones de diseño establecidas.

3.4. Ecuaciones de diseño para la determinación de los claros máximos a lo largo de vigas de un solo claro que conforman a los sistemas de encofrados.

Para las condiciones descritas previamente, en las que puede presentarse que algunos de los miembros que conforman al encofrado deban soportar cargas uniformemente distribuidas y se encuentren apoyadas bajo un claro simple, la separación admisible entre miembros bajo los esfuerzos normales, cortante y deflexión se puede determinar de la siguiente manera.

3.4.1. Separación máxima admisible en función a los esfuerzos normales.

Al igualar el momento flector $M = wl^2/8$ para dicha condición, como se muestra en la Figura 8 de la Tabla 3-1, con los esfuerzos normales admisibles $F_b = M/S$, mostrado en la ecuación 3-1 y reorganizando términos en función de l , se obtiene la siguiente ecuación para determinar la separación admisible entre miembros debida a los esfuerzos normales, para miembros con cargas uniformemente distribuidas y apoyadas bajo un claro único:

$$l_b = [800F_bS / w]^{1/2} \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-21}$$

3.4.2. Separación máxima admisible en función a los esfuerzos cortantes.

Igualando la fuerza cortante aplicada $V = wl/2$ aplicada en cada extremo de la viga,, con el esfuerzo cortante admisible que se muestra en la ecuación 3-7 $F_v = 3V/2bd$, se obtiene la ecuación 3-22, con la cual puede determinarse la separación admisible entre miembros debida al esfuerzo cortante, para un claro simple:

$$l_v = 400 F_v bd / 3w \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-22}$$

Al igualar la fuerza cortante bajo el método modificado mostrada en la ecuación 3-10a, $V = wl \cdot [1 - 2d/l]/2$, con el esfuerzo cortante admisible de la ecuación 3-7, $F_v = 3V/2bd$, se obtiene la ecuación 3-22 para calcular la separación admisible entre miembros debida al esfuerzo cortante en su versión modificada:

$$l_v = 400F_v b d / 3w + 2d \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-22a}$$

La Ec. 3-22a, es de uso exclusivo para vigas de sección transversal rectangular. Ya que el sistema de vigas H20, está conformado por vigas de sección transversal H y los rieles de acero mediante perfiles tipo "C", la ecuación anterior no es aplicable al sistema de vigas H20, por lo tanto, procedemos a plantear las ecuaciones correspondientes al sistema de vigas H20:

Sabiendo que el esfuerzo cortante puede ser calculado a partir de $F_v = VQ/Ib$ y que la fuerza cortante para una viga con carga distribuida y un solo claro está dada por $V = (wl/2)$, igualando y resolviendo para l , y posteriormente evaluando los valores correspondientes a las propiedades de las vigas H20 mostrados en la Tabla 2-6, se tiene la siguiente ecuación correspondiente al espaciamiento admisible por cortante en vigas H20:

$$l_{\Delta} = 223,956.8/w \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-22b}$$

De la misma manera, y evaluando los valores correspondientes a las propiedades de los rieles de acero, mostrados en la Tabla 2-8, se tiene la siguiente ecuación correspondiente al espaciamiento admisible por cortantes en rieles de acero para el sistema de vigas H20:

$$l_{\Delta} = 1,808503.2/w \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-22c}$$

3.4.3. Separación máxima admisible en función a las deflexiones de diseño.

La ecuación general para calcular la separación admisible entre miembros, en función de la deflexión de una viga de claro simple, puede ser obtenida reorganizando los términos en la ecuación 3-18 como sigue:

$$l_{\Delta} = [768EI\Delta/w]^{1/4} \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-23}$$

Si la deflexión admisible es $l/360$, sustituyendo $l/360$ por Δ en la ecuación 3-23 y reorganizando los términos, la separación admisible para claros únicos será:

$$l_{\Delta} = [64EI/3w]^{1/3} \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-23a}$$

Si la deflexión admisible es 1.55 mm (o visto en forma fraccionaria $\frac{31}{20}$ mm), y sabiendo que la Ec. 3-23 está conformada para introducir de manera directa la deflexión en milímetros, sustituyendo Δ por dicho valor de deflexión, se obtiene que la separación admisible basada en una deflexión restrictiva de 1.55 mm es:

$$l_{\Delta} = [5,952EI/5w]^{1/4} \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-23b}$$

3.5. Ecuaciones de diseño para la determinación de los claros máximos a lo largo de vigas de dos o más claros que conforman a los sistemas de encofrados.

Para una viga con claros múltiples con una carga uniformemente distribuida en toda su longitud, la separación admisible entre miembros, en función de los esfuerzos normales, cortantes y deflexión, pueden calcularse como se describe a continuación:

3.5.1. Separación máxima admisible en función a los esfuerzos normales.

Al igualar el momento flector aplicado $M = wl^2/10$ para dicha condición, como se muestra en la Figura 9 de la Tabla 3-1, con los esfuerzos normales admisibles $F_b = M/S$ y reorganizando términos en función de l , se obtiene la siguiente ecuación para calcular la separación admisible entre miembros debida a los los esfuerzos normales, para vigas con claros múltiples:

$$l_b = [1,000F_bS / w]^{1/2} \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-24}$$

3.5.2. Separación máxima admisible en función a los esfuerzos cortantes.

Igualando la fuerza cortante $V = 5wl/8$ mostrada en la Figura 9 de la Tabla 3-1, con el esfuerzo cortante admisible $F_v = 3V/2bd$ presentado en la ecuación 3-7 y reorganizando términos en función de l , se obtiene la siguiente ecuación para calcular la separación admisible entre miembros debida al esfuerzo cortante para vigas con claros múltiples:

$$l_v = 320 F_v bd / 3w \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-25}$$

Igualando la fuerza cortante modificada $V = (5 wL / 8) [1 - 2d / L]$, presentada en la ecuación 3-12 y el esfuerzo cortante admisible $F_v = 3V/2bd$ presentado en la ecuación 3-7, se obtiene que la separación admisible entre miembros debida al esfuerzo cortante según el método modificado en vigas con claros múltiples, puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$l_v = 320 F_v bd / 3w + 2d \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-25a}$$

Cuando se trate del sistema de vigas H20, la Ec. 3-24a no será aplicable, ya que es única para vigas con sección transversal rectangular. Por ello, procedemos a plantear las ecuaciones propias para el sistema de vigas H20.

Sabiendo que el esfuerzo cortante puede ser calculado a partir de $F_v = VQ/Ib$ y que la fuerza cortante para una viga con carga distribuida y claros múltiples está dada por $V = (5 wl / 8)$, igualando y resolviendo para l , y posteriormente evaluando los valores correspondientes a las propiedades de las vigas H20 mostrados en la Tabla 2-6, se tiene la siguiente ecuación:

$$l_v = 179,165.4/w \quad \text{Ec. 3.25b}$$

Del mismo modo, se procede a determinar la ecuación correspondiente al riel de acero del sistema de vigas H20, tal como se realizó con la Ec. 3-24b, evaluando los valores correspondientes a las propiedades de los rieles de acero, mostrados en la Tabla 2-8, obteniéndose la siguiente ecuación:

$$l_v = 1,337,576.7/w \quad \text{Ec. 3.25c}$$

3.5.3. Separación máxima admisible en función a las deflexiones de diseño.

La ecuación general para calcular la separación admisible en función de la deflexión de vigas de madera de claros múltiples, se puede obtener reorganizando los términos en la ecuación 3-17 como se muestra a continuación:

$$l_\Delta = [2,905EI\Delta / 2w]^{1/4} \text{ cm} \quad \text{Ec. 3-26}$$

Si la deflexión admisible es $l/360$ y sustituyendo $l/360$ por Δ en la ecuación (3-17) para vigas de claros múltiples, la separación admisible entre miembros debida a la deflexión equivalente a $l/360$ es:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w]^{1/3} \quad \text{Ec. 3.26a}$$

Si la deflexión admisible es 1.55 mm (o visto en forma fraccionaria $\frac{31}{20}$ mm), y sabiendo que la Ec. 3-25 está conformada para introducir de manera directa la deflexión en milímetros, sustituyendo Δ por dicho valor de deflexión, se obtiene que la separación admisible basada en una deflexión restrictiva de 1.55 mm es:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w]^{1/4} \quad \text{Ec. 3.26b}$$

3.6. Ecuaciones de diseño para la determinación de las longitudes máximas admisibles bajo esfuerzos normales, cortantes y la deflexión a lo largo del revestimiento.

El plywood es usado ampliamente como revestimiento en encofrados, para soportar presiones laterales en encofrados verticales o presiones verticales sobre encofrados horizontales. Las cargas en el plywood generalmente se consideran uniformemente distribuidas en toda la superficie. Por lo tanto, las ecuaciones para calcular esfuerzos y deflexiones en el plywood se basan en presiones, expresadas en kilogramos sobre metros cuadrados (Kg/m^2), teniendo en cuenta que, para el diseño de los demás miembros se consideran cargas lineales en Kilogramos por metro lineal (Kg/m lineal).

Las especificaciones de diseño de plywood recomiendan tres condiciones básicas para claros en plywood entre miembros de madera, y así, calcular la capacidad de carga uniforme de los paneles del plywood en cuestión. Los claros pueden ser simples, dobles o bien, tres o más claros.

Al diseñar o verificar la resistencia del plywood, debe tenerse en cuenta que cuando la veta de la madera se coloca perpendicular a los soportes, se deben

usar las propiedades físicas denominadas "esfuerzos aplicados paralelamente a las vetas frontales del plywood". Además, debe tenerse en cuenta que cuando las vetas frontales del plywood se coloca paralelo a los soportes, se deben usar las propiedades físicas denominada "esfuerzos aplicados perpendicularmente a las vetas frontales del plywood". (Ver Tabla 2-12 para plywood y la Tabla 2-14 para Plyform).

En el diseño del plywood, es común asumir una tira de 0.30m de ancho que se extiende entre las vigas de soporte del revestimiento, ya sea en encofrados verticales u horizontales. Las propiedades físicas del plywood se dan para tiras de plywood de 0.30 m.

3.6.1. Longitudes máximas admisibles en el revestimiento en función de los esfuerzos normales.

Los espaciamientos admisibles a lo largo del plywood en función de los esfuerzos normales, pueden ser calculados utilizando las ecuaciones planteadas en la sección 3.3.1, suponiendo una tira de revestimiento de 30 cm de ancho sometida a esfuerzos normales, haciendo uso de las propiedades físicas y mecánicas del tipo de revestimiento utilizado (ya sea plywood o plyform), mediante las tablas 2-11 y 2-12 para plywood y la tabla 2-13 y 2-14 para Plyform.

La presión máxima admisible soportada por el plywood, en función los esfuerzos normales en las fibras del plywood, se determina como se muestra a continuación:

$$\text{Para uno o dos claros, } W_b = 800F_b S_e / l_b^2 \quad \text{Ec. 3-27}$$

$$\text{Para tres o más claros, } W_b = 1,000F_b S_e / l_b^2 \quad \text{Ec. 3-28}$$

Donde:

w_b = presión admisible de concreto fresco sobre plywood, Kg/m²

F_b = esfuerzos normales admisibles en plywood, Kg/cm²

S_e = módulo de sección efectivo para una tira de plywood de 0.30 m de ancho, cm^3/m .

l_b = distancia de centro a centro entre soportes, cm.

Las ecuaciones 3-27 y 3-28 pueden ser reescritas para determinar la longitud admisible en los claros a lo largo del plywood, en términos de presiones uniformemente distribuida, los esfuerzos normales admisibles y las propiedades de sección del plywood. Al reorganizar los términos en las ecuaciones 3-27 y 3-28, las longitudes admisibles en los claros, pueden ser calculadas de la siguiente manera:

$$\text{Para uno o dos claros, } l_b = [800F_b S_e / w_b]^{1/2} \quad \text{Ec. 3-29}$$

$$\text{Para tres o más claros, } l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2} \quad \text{Ec. 3-30}$$

Las ecuaciones 3-28 y 3-29 servirán para que el diseñador pueda determinar de manera directa, la separación máxima admisible a lo largo del revestimiento, bajo criterios de los esfuerzos normales máximos en el revestimiento.

3.6.2. Longitudes máximas admisibles en el revestimiento en función de los esfuerzos cortantes.

La ecuación general para calcular el esfuerzo cortante en un miembro debido a la flexión es:

$$f_v = VQ/Ib \quad \text{Ec. 3-31}$$

Para determinar la resistencia a cortante en el plywood, la ecuación 3-30, puede ser reescrita de la siguiente manera:

$$F_s = V/[Ib/Q] \quad \text{Ec. 3-32}$$

De la ecuación 3-31, se aprecia el término " Ib/Q ", a dicha expresión se le conoce como "*constantas Rolling Shear*". Cuando el plywood es sometido a flexión, se inducen esfuerzos cortantes en el panel y capas encoladas del plywood. Debido a que algunas de las capas de plywood se colocan perpendiculares respecto a otras, ciertos tipos de carga podrían inducir a esfuerzos que provoquen que las

capas orientadas en su dirección débil, puedan desprenderse y rodar, a este tipo de falla se le define como “Rolling shear”, ver Figura 3.2. La constante Rolling Shear, puede ser obtenida mediante las Tablas 2-11 para plywood y 2-13 para Plyform, según el espesor del revestimiento seleccionado. El término F_s representa el esfuerzo cortante por rodamiento admisible que se puede obtener de la Tabla 2-12 para plywood y de la Tabla 2-14 para Plyform



Figura 3-2. Falla por rodamiento de capas en plywood (Rolling Shear) (Saavedra, 2015)

El valor de cortante V depende de las cargas que se aplican al miembro y del número de soportes para el miembro. La carga sobre el plywood es generalmente una carga uniformemente distribuida. Los claros en el plywood pueden ser simples o múltiples. Tal como se presentó previamente, la ecuación para calcular el cortante en una viga (una tira de 30 cm de ancho de plywood o plyform para distintos espesores para este caso en particular) de un solo claro con una carga uniformemente distribuidas, es la siguiente:

$$\text{Para un solo claro, } V = wl/2 \text{ Kg}$$

Cuando se utiliza plywood como revestimiento, las especificaciones de diseño de plywood recomienda las siguientes ecuaciones para calcular las presiones admisibles uniformemente distribuidas:

$$\text{Para un solo claro, } w_s = 200 F_s (Ib/Q)/I_s \quad \text{Ec. 3-33}$$

$$\text{Para dos claros } w_s = 160 F_s (Ib/Q)/I_s \quad \text{Ec. 3-34}$$

$$\text{Para tres o más claros, } w_s = 167 F_s (Ib/Q)/I_s \quad \text{Ec. 3-35}$$

Dónde:

w_s = presión admisible del concreto fresco sobre el plywood, Kg/m².

F_s = esfuerzo cortante admisible en el plywood, Kg/cm².

Ib/Q = constante Rolling Shear para plywood, cm²/m de ancho.

l_s = longitud máxima de los claros a lo largo del plywood (separación entre soportes de centro a centro), cm.

Las ecuaciones 3-33 a 3-35 se pueden reescribir para calcular la longitud del tramo admisible en términos de la carga uniformemente distribuida, el esfuerzo cortante admisible y la constante Rolling Shear. Al reorganizar los términos en las ecuaciones 3-33 a 3-35, la longitud admisible del claro a lo largo del revestimiento, en función a los esfuerzos cortantes admisibles del plywood, se puede calcular de la siguiente manera:

$$\text{Para un solo claro, } l_s = 200 F_s (Ib/Q)/w_s \quad \text{Ec. 3-36}$$

$$\text{Para dos claros, } l_s = 160 F_s (Ib/Q)/w_s \quad \text{Ec. 3-37}$$

$$\text{Para tres o más claros, } l_s = 167 F_s (Ib/Q)/w_s \quad \text{Ec. 3-38}$$

3.6.3. Longitudes máximas admisibles en el revestimiento en función de las deflexiones de diseño.

Las especificaciones de diseño de plywood recomienda las siguientes ecuaciones para calcular la deflexión debido a la flexión:

$$\text{Para un solo claro, } \Delta_d = w_d l_d^4 / 7,680EI \quad \text{Ec. 3-39}$$

$$\text{Para dos claros, } \Delta_d = w_d l_d^4 / 18,500EI \quad \text{Ec. 3-40}$$

$$\text{Para tres o más claros, } \Delta_d = w_d l_d^4 / 14,525EI \quad \text{Ec. 3-41}$$

Dónde:

Δ_d = deflexión del plywood debida a la flexión, mm.

w_d = presión uniforme ejercida por el concreto fresco sobre el plywood, Kg/m²

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

l_d = longitud máxima de los claros a lo largo del plywood, en función a la deflexión en el plywood, cm.

E = módulo de elasticidad del plywood, Kg/cm²

I = momento de inercia para una tira de plywood de 0.30 m de ancho, cm⁴/m.

Reorganizando los términos en las ecuaciones 3-39 a 3-41 en función de las presiones máximas admisibles sobre el plywood, se obtiene:

$$\text{Para un solo claro, } w_d = 7,680EI\Delta_d/l_d^4 \quad \text{Ec. 3-42}$$

$$\text{Para dos claros, } w_d = 18,500EI\Delta_d/l_d^4 \quad \text{Ec. 3-43}$$

$$\text{Para tres o más claros, } w_d = 14,525EI\Delta_d/l_d^4 \quad \text{Ec. 3-44}$$

Las ecuaciones 3-42 a 3-44 se pueden reescribir en función de la longitud admisible para los claros a lo largo del plywood. Las ecuaciones para determinar la longitud máxima admisible para los claros en el plywood, en función a las deflexiones de diseño, se presentan a continuación:

$$\text{Para un solo claro, } l_\Delta = [7,680EI\Delta_d / w_d]^{1/4} \quad \text{Ec. 3-45}$$

$$\text{Para dos claros, } l_\Delta = [18,500EI\Delta_d / w_d]^{1/4} \quad \text{Ec. 3-46}$$

$$\text{Para tres o más claros, } l_\Delta = [14,525EI\Delta_d / w_d]^{1/4} \quad \text{Ec. 3-47}$$

Tal como se mencionó previamente, para nuestros diseños de encofrados, limitaremos la deflexión máxima en cada uno de los miembros que conforman al encofrado, a valores menor o iguales que $l/360$, siendo “ l ” la longitud del claro en el plywood expresada en milímetros, pero en ningún caso la deflexión podrá tener valores mayores a 1.55 mm. Para ambas condiciones de deflexión, las ecuaciones 3-45 a 3-47 serán evaluadas bajo ambos criterios para poder determinar de forma directa la longitud máxima admisible en los claros a lo largo del revestimiento, según el número de claros a lo largo del plywood.

Para un solo claro,

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [64EI / 3w_d]^{1/3} \quad \text{Ec. 3-45a}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_d = [5,952EI / 5w_d]^{1/4} \quad \text{Ec. 3-45b}$$

Para dos claros,

$$\text{Para } \Delta_d = 1/360, l_d = [925EI / 18w_d]^{1/3} \quad \text{Ec. 3-46a}$$

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_d = [5,735EI / 2w_d]^{1/4} \quad \text{Ec. 3-46b}$$

Para tres o más claros,

$$\text{Para } \Delta_d = 1/360, l_d = [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \quad \text{Ec. 3-47a}$$

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \quad \text{Ec. 3-47b}$$

A continuación, procederemos a establecer los pasos a seguir para el diseño de encofrados, seguidos del desarrollo de ejemplos tanto para el sistema de madera aserrada, como el sistema de vigas H20, para encofrados de muros, columnas, losas y vigas de concreto reforzado, y de esta manera, poder esclarecer la aplicación de cada una de estas ecuaciones previamente descritas en las secciones 3.4, 3.5 y 3.6.

3.7. Diseño de encofrados de muros.

3.7.A. Proceso de diseño para encofrados de muros.

A continuación, se plantea cada uno de los pasos que se deberán seguir a la hora de diseñar un encofrado para muros, considerando los factores que determinarán la influencia del concreto sobre el encofrado, así como los criterios de diseño establecidos para el dimensionamiento del sistema.

La Figura 3-3, representa la composición de un encofrado para muros a doble rostro. Tal como se aprecia, los elementos que darán estabilidad al revestimiento (plywood o plyform) serán los Studs, donde éstos transferirán las cargas debidas a las presiones del concreto fresco hacia los Walers y éstos últimos hacia los elementos confirmantes (Separadores Ties, ya sea varillas roscadas u otros) para ser disipadas por los mismos.

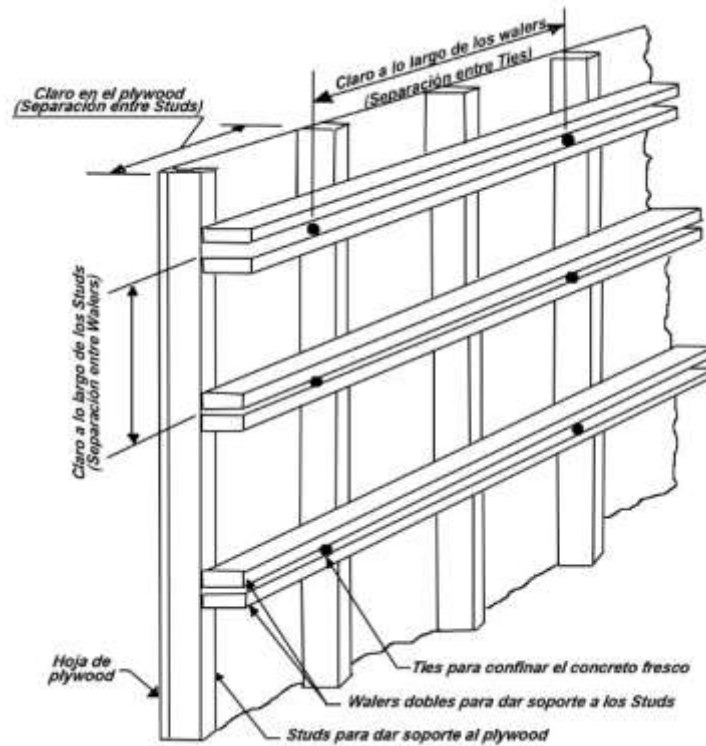


Figura 3-3. Miembros que conforman al encofrado de muros. Peurifoy, (2011)

A1- Selección de la tasa de llenado del encofrado.

La tasa de llenado del encofrado suele ser un dato establecido por el proyectista. Para el diseño de encofrados de muros, se recomienda utilizar tasas de llenado de entre 3 y 6 m/h, pero es preferible establecer una tasa de llenado de 3 m/h, debido a que la tasa de llenado es directamente proporcional a las presiones ejercidas por el concreto fresco sobre el encofrado, por tanto, dicho valor es recomendable para garantizar la eficiencia del colado y que las presiones ejercidas por el concreto fresco, se encuentre dentro de valores aceptables. Una vez seleccionada la tasa de llenado deseada para el encofrado y conociendo el volumen de concreto necesario para llegar a 1 metro de altura en el encofrado, se puede determinar el caudal de salida necesario mediante la Ec. 3-47. Conociendo el caudal de salida del concreto del sistema de tuberías y mangueras de bombeo, el proyectista deberá determinar la presión que debe ejercer la bomba para lograr dicho caudal, para ello, se deberá hacer uso de las

indicaciones establecidas en el ACI 304, para concreto bombeado, o bien, las empresas dedicadas a la venta de concreto en nuestro país, pueden proveer la maquinaria y los datos necesarios para lograr el caudal de salida del concreto. El proceso descrito previamente, corresponde al método de colado mediante bomba, ya sea estacionaria o telescópica.

El caudal de salida del concreto del sistema de tuberías y mangueras, en función de la tasa de llenado del encofrado seleccionada, puede ser determinado mediante la Ec. 3-48:

$$R = \frac{Q}{L \cdot e \cdot H}$$

Donde:

R: tasa de llenado, m/h

Q: caudal de entrada del concreto, m³/h

L: largo del muro encofrado, m.

e: espesor del muro, m.

H: altura de colado, siempre será igual a 1 m.

Cuando el colado del concreto no se realice mediante bombas, sino manualmente, haciendo uso de baldes de 5 galones, se puede establecer un caudal de 1.5 m³/h, y haciendo uso de la ecuación 3-48, poder determinar la tasa de llenado del encofrado. Del mismo modo, cuando el colado se realice mediante métodos manuales y el proyectista conozca sus rendimientos, puede hacer uso de dicho dato y calcular la tasa de llenado del encofrado mediante la misma ecuación, haciendo uso del volumen de concreto producido por hora.

A2- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

Una vez conocida la tasa de llenado del encofrado, se procederá a determinar la presión que el concreto fresco ejerce sobre el encofrado, según la tasa de

llenado y altura de colado seleccionadas. Tal como se vio en la sección 2.4, existen 4 variantes para determinar las presiones del concreto fresco:

- ✓ Cuando la tasa de llenado del encofrado de muros excede 4.5 m/h, se debe aplicar la presión hidrostática completa, De la Ec. 2-3:

$$P_{max} = w \cdot h$$

- ✓ Cuando la tasa de llenado del encofrado de muros sea menor o igual a 2.1 m/h y la altura de colado no exceda 4.2 m, se deberá aplicar la Ec. 2-4:

$$P_{max} = \frac{\left[C_w C_c \left[7.2 + \frac{785R}{T + 17.8} \right] \right]}{9.81} \times 1000$$

- ✓ Cuando la tasa de llenado del encofrado de muros sea menor o igual a 2.1 m/h, pero la altura de colado exceda 4.2 m, o bien, cuando la tasa de llenado se encuentra entre 2.1 y 4.5 m/h, se aplica de la De la Ec. 2-5:

$$P_{max} = \frac{\left[C_w C_c \left[7.2 + \frac{1156}{T + 17.8} + \frac{244R}{T + 17.8} \right] \right]}{9.81} \times 1000$$

Para estas dos últimas condiciones la presión se debe limitar a valores mayores o iguales a $2,930C_w$ y menores o iguales a $w \cdot h$. Además, cabe destacar que ambas ecuaciones dependen de variables tales como las constantes correspondientes al tipo de cemento a utilizar en la mezcla (C_c) y al peso específico del concreto (C_w), la temperatura del concreto previo al colado (T), y la tasa de llenado del encofrado.

- ✓ Cuando el bombeado del concreto fresco se realiza desde la base del encofrado, De la Ec 2-6.:

$$P_{max} = 1.25(w \cdot h)$$

Una vez determinada la presión que el concreto fresco ejerce sobre el encofrado, se puede proceder a diseñar los miembros que conformarán al encofrado.

A3- Determinación de la separación entre Studs o vigas secundarias.

Para determinar la separación entre studs, se deben considerar las propiedades físicas y mecánicas del revestimiento, debido a que realmente la separación entre studs representa la longitud del claro sobre el que actuará el concreto fresco en el revestimiento.

El proyectista seleccionará el tipo de revestimiento y espesor que desea utilizar en función de la disponibilidad en el mercado. Los espesores del revestimiento usualmente utilizados para encofrados son de 19 mm, 22 mm y 25 mm. En función del tipo y espesor de revestimiento que el proyectista desee utilizar, se puede obtener las propiedades físicas y mecánicas ya sea de plywood o plyform necesarias para el diseño, mediante las Tablas 2-11 a 2-14.

Los claros admisibles en el plywood deberán revisarse bajo 3 criterios: esfuerzos normales, esfuerzos cortantes y deflexiones máximas de diseño, el constructor deberá tomar el menor de los valores obtenidos bajo los criterios mencionados para garantizar que el plywood no fallará bajo ninguna de las condiciones que pueden presentarse.

Ya que los encofrados de muros suelen tener más de 3 claros a lo largo del revestimiento, utilizaremos los criterios de diseño para tres o más claros establecidos en la sección 3.6.

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-30.

$$l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

Esta ecuación requiere conocer los esfuerzos normales, módulo de sección por metro cuadrado para el plywood seleccionado y presión del concreto fresco. Dichos valores pueden obtenerse de las tablas 2-11 a la 2-14, recordando que los valores tales como el esfuerzo admisible, podrán ser incrementados en un

25% adicional al valor de tablas, ya que este tipo de encofrados se consideran estructuras con cargas de corta duración, es decir, menor a 7 días.

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec.3-38.

$$l_s = 167 F_s (Ib/Q)/w_s$$

Tal como se describió previamente, para el diseño de encofrados en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento, se requiere conocer la constante Rolling Shear, la cual puede encontrarse en las Tablas 2-11 y 2-13 previamente presentadas.

- ✓ Separación entre Studs en función de las deflexiones de diseño producidas en el revestimiento.

Para la deflexión en el revestimiento existirán dos criterios, tal como se describió previamente, el primero es que la deflexión se limite a deflexiones menores o iguales a $l/360$, siendo “ l ” la separación de centro a centro entre studs, o bien, el claro libre en el plywood y el segundo criterio es que en ningún caso la deflexión deberá ser mayor a 1.55 mm, restringiendo de esta manera el valor que puede ser obtenido a partir de $l/360$. Para estas dos condiciones, se dispone de las siguientes ecuaciones para determinar la separación máxima entre studs.

De la Ec. 3-47a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-47b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

A4- Determinación de la separación entre walers o vigas primarias.

Tal como los studs dan soporte al plywood, los Walers dan soporte a los Studs y para poder determinar el claro admisible entre Walers, es necesario evaluar las propiedades físicas y mecánicas de los Studs. En construcción, se suele utilizar

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

miembros de sección 5X10 cm, 7.5X10 cm, 10X15 cm, 10X20 cm para los studs de los sistemas de madera aserrada, pero se recomienda al proyectista partir de miembros con sección 5X10 cm para los studs ya que suelen ser los miembros ideales para este tipo de solicitudes. Si el diseñador considera que la separación entre miembros es muy reducida, puede optar por sustituirla por secciones de mayor dimensión y proceder a recalcular. En el caso del sistema de vigas H20, dicha elección no será un problema, ya que dicho sistema cuenta con dimensiones únicas, capaces de soportar cargas considerablemente grandes.

Las condiciones de diseño para determinar la separación máxima entre Walers, son muy similares a las condiciones para determinar la separación entre Studs, con la diferencia que aquí no existe la constante Rolling Shear, la cual, es propia del plywood.

Antes de proceder a determinar la separación admisible entre walers en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs, se debe proceder a determinar la carga linealmente distribuida sobre cada stud, para ello, se deberá multiplicar la presión ejercida por el concreto por la separación entre studs seleccionada en el paso anterior ($w = p * l/100$) y con dicho valor, se procederá a realizar los cálculos para determinar la separación admisible entre walers. Del mismo modo que con el análisis del revestimiento, se considera que existirán dos o más claros a lo largo de los Studs, por tanto, procedemos a utilizar las ecuaciones de diseño establecidas en la sección 3.5.

- ✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos normales en los Studs. De la Ec. 3-24.

$$l_b = [1,000F_bS / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos cortantes en los Studs. De la Ec. 3-25a

$$l_v = 320F_sbd / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre walers en función de las deflexiones de diseño en los Studs.

De la Ec. 3-26a, para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-26b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

A5- Comprobación de los esfuerzos ejercidos en los apoyos entre studs y walers.

Una vez determina la separación entre Studs y Walers, se deberá determinar si los apoyos entre ambos elementos del encofrado, son capaces de soportar los esfuerzos compresivos perpendiculares a las vetas, y que el elemento no fallará por aplastamiento.

En primer lugar, se determinará la fuerza aplicada en cada apoyo. Para ello, debemos multiplicar el área de influencia sobre la que actúa la presión del concreto fresco para cada apoyo, comprendida por la separación entre Studs “x” y la Separación entre walers “y”, y dicha área, será multiplicada por la presión ejercida por el concreto fresco, calculada en el paso 2. De la Ec. 3-48.

$$F = P_{max} * [x * y] \quad \text{Ec. 3-48}$$

Una vez obtenida la fuerza aplicada en cada apoyo, procedemos a calcular el área de contacto en cada apoyo, comprendida por el ancho de la sección transversal del Stud “ b_1 ” y dos veces el ancho de la sección transversal de los walers “ $2b_2$ ” (debido a que se tratan de walers dobles). De la Ec.3-49.

$$A = [b_1 * 2b_2] \quad \text{Ec. 3-49}$$

Con los valores obtenidos se procede a calcular el esfuerzo perpendicular a las vetas de los studs. De la Ec. 3-50

$$f_{cL} = F/A \quad \text{Ec. 3-50}$$

El valor obtenido de la Ec. 3-50, deberá ser menor a los esfuerzos compresivos perpendiculares a las vetas, obtenidos de la Tabla 2-2, o bien, a los esfuerzos compresivos correspondientes a las vigas H20 y riel de acero para el sistema de vigas H20.

A6- Determinación de la separación entre Ties.

Una vez se han comprobado los esfuerzos compresivos en los apoyos, se procede a determinar el espaciamiento admisible entre Ties para confinar el concreto. El proceso de cálculo es exactamente el mismo que se presentó en el paso 4, con la diferencia que utilizaremos las propiedades físicas y mecánicas correspondientes a los Walers para el análisis.

Para determinar la separación admisible entre Ties, se debe determinar la fuerza lineal actuante a lo largo de los walers ($w = p * l/100$), multiplicando la presión ejercida por el concreto fresco por la separación entre walers.

Es importante destacar que, para analizar los walers, ya que son dobles, deberán multiplicarse por dos las propiedades físicas: el momento de inercia y el módulo de sección, además de multiplicar los esfuerzos admisibles por los factores de ajuste previamente descritos. Para encofrados de muros, podemos estar seguros que, a lo largo de los walers, siempre existirán más de dos claros, es decir, más de tres Ties a lo largo de los walers, por tanto, procederemos a utilizar las ecuaciones planteadas en la sección 3.5 para el diseño de Ties.

- ✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos normales en los Studs. De la Ec.3-24.

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos cortantes en los Studs. De la Ec. 3-25a

$$l_v = 640F_s b d / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre walers en función de las deflexiones de diseño en los Studs.

De la Ec. 3-26a, para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-26b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

A7- Cálculo de la fuerza requerida para los Ties.

Para calcular la fuerza que deberá soportar cada Tie, debemos determinar el área sobre la que actuará la presión ejercida por el concreto fresco. Dicha área estará comprendida por la separación entre Walers “x” y la separación entre Ties “y”.

Finalmente, para determinar la fuerza actuante en los Ties, se deberá multiplicarse la presión ejercida por el concreto por el área previamente calculada. De la Ec. 3-52:

$$F = P * A \qquad \text{Ec. 3-51}$$

A8- Cálculo de la fuerza axial en los puntales debida a la fuerza horizontal del viento.

En este punto cabe recalcar que los puntales solamente ejercerán la función de aplomar la estructura de encofrados que cuenten con varillas como medio confinante, no soportarán las presiones del concreto fresco, quienes cumplen dicha función serán los Ties calculados en el paso previo. Sabiendo la función que tendrán los puntales, el ACI SP-4 proporciona valores de diseño para la fuerza producida por el viento, como se muestra en la Tabla 2-17.

- ✓ Fuerza horizontal aplicada. De la Ec. 2-8.

$$F_H = H * S_4$$

Donde:

F_H : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

H : Fuerza lineal producida por el viento a una altura determinada, Kg/m.

S_4 : Separación entre Puntales, m.

✓ Longitud requerida del puntal. De la Ec. 2-9:

$$z = \sqrt{(x)^2 + (y)^2}$$

Donde:

z : Longitud requerida del puntal, m.

x : Distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del puntal en el piso (seleccionada por el proyectista), m.

y : Distancia desde la base del encofrado hasta la altura de apoyo del puntal en el encofrado (seleccionada por el proyectista), m.

✓ Fuerza axial soportada por cada puntal. De la Ec. 2-10.

$$F_{ax} = F_H(z/x)$$

. Donde:

F_{ax} : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

F_H : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

z : Longitud requerida del puntal, m.

x : Distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del puntal en el piso (seleccionada por el proyectista), m.

3.7.A.1 Ejemplo de encofrados de muros mediante madera aserrada.

Se pretende encofrar un muro de concreto reforzado de 3.60 metros de altura, 6.0 metros de largo y 0.40 metros de ancho. El colado del concreto se realizará

hasta la altura máxima del muro, el peso específico del concreto bombeable con revenimiento menor a 17.5 cm a verter es de 2,400 kg/m³, a una temperatura de 27°C. El cemento utilizado para la mezcla de concreto es del tipo I sin retardantes. La tasa de llenado del encofrado seleccionada por el proyectista será de 1.8 m/h. Para la construcción del encofrado se seleccionó utilizar como revestimiento Plywood de 22 mm del Grupo I, y para los Studs y Walers, Pino grado N°2 con sección transversal de 5X10 cm, todos los elementos trabajarán en condiciones secas. El proyectista, propone colocar puntales a cada 2.75 metros entré sí, a una distancia $x=1.8$ m y apoyados en la altura máxima del muro. Mediante los datos proporcionados, realice el diseño de cada uno de los elementos que compondrá al sistema de encofrados para el muro en cuestión.

A1- Tasa de llenado del encofrado.

Debido a que la tasa de llenado del encofrado, ya fue seleccionada previamente, podemos proceder, a partir de dicho valor, a determinar el caudal de salida necesario del concreto fresco, del sistema de tuberías y mangueras, para ser considerado a la hora del proceso de colado:

De la ecuación 3-48, se obtiene que el caudal de salida necesario será:

$$Q = R(L \cdot e \cdot H)$$

$$Q = 1.8(6.0 \times 0.4 \times 1.0)$$

$$Q = 4,3 \text{ m}^3/\text{h}$$

Por tanto, para lograr una tasa de llenado de 1.8 m/h en el encofrado, se deberá garantizar que el caudal de salida del concreto será de 15.6 m³/h.

A2- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

Ya que la tasa de llenado deseado es de 1.8 m/h y la altura de colado será de 3.60 m, procedemos a determinar las presiones del concreto fresco a partir de la Ec. 2-4:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$P_{max} = \frac{\left[C_w C_c \left[7.2 + \frac{785R}{T + 17.8} \right] \right]}{9.81} \times 1000$$
$$= \frac{\left[1.0 \times 1.0 \left[7.2 + \frac{785(1.8)}{27 + 17.8} \right] \right]}{9.81} \times 1000$$
$$P_{max} = 3,949.0 \text{ Kg/m}^2$$

La presión obtenida, será útil para el diseño de los elementos que conformarán al encofrado.

A3- Determinación de la separación entre Studs o vigas secundarias.

Propiedades físicas del plywood de 22 mm de espesor, del grupo I:

Área de sección transversal, $A = 62.2 \text{ cm}^2$.

Momento de inercia, $I = 37.9 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $Se = 27.7 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $Ib/Q = 558.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas del plywood de 22 mm de espesor, del grupo I:

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1.25 (116) = 145 \text{ Kg/cm}^2$.**

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 1.25 (3.7) = 4.63 \text{ Kg/cm}^2$.**

Módulo de elasticidad, $E = 126,552.6 \text{ Kg/cm}^2$.

** Ya que la presión ejercida por el concreto fresco tendrá una duración menor a 7 días, se procede a incrementar los esfuerzos admisibles en un 25%.

✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales en el plywood.

El plywood se colocarán con las vetas de las capas frontales perpendicularmente respecto a los Studs, por tanto, los esfuerzos serán aplicados paralelamente a las vetas de las capas frontales:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

De la ecuación 3-30,

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(145)(27.7)/3,949]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{31.9\ cm}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes en el plywood.

La longitud admisible del claro en el plywood en función del esfuerzo cortante se puede calcular como sigue:

De la ecuación 3-38,

$$\begin{aligned}l_s &= 167 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 167(4.63)(170.3) / 3,949 \\ \mathbf{l_s} &= \mathbf{33.3\ cm}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos producidos por la deflexión en el plywood.

Para una deflexión máxima admisible de $l/360$, pero no mayor a 1.55 mm, y plywood con tres o más soportes, puede usarse la ecuación 3-46 para calcularla longitud admisible del claro:

De la Ec. 3-47a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(126,552.6)(37.9) / 72(3,949)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{36.6\ cm}\end{aligned}$$

De la Ec. 3-47b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55\ mm$, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(126,552.6)(37.9) / 8(3,949)]^{1/4} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{40.7\ cm}\end{aligned}$$

Resumen para el revestimiento de plywood.

Para los esfuerzos normales, el claro entre studs es: 31.9 cm.

Para el esfuerzo cortante, la longitud máxima del claro entre studs es: 33.3 cm.

Para la deflexión, la longitud máxima del claro entre studs es: 40.7 cm.

Para este diseño, los esfuerzos entre studs gobiernan la longitud máxima del claro en el plywood. Por tanto, los studs que darán soporte al plywood pueden colocarse a longitudes máximas de 31.9 cm, pero con fines de facilitar el proceso constructivo, se selecciona un espaciamiento de 30 cm entre Studs.

A4- Determinación de la separación entre Walers o vigas primarias.

Propiedades físicas de los Studs de Pino con sección transversal 5X10 cm:

Módulo de sección, $S=50.1 \text{ cm}^3$

Momento de inercia, $I=223.1 \text{ cm}^4$

Propiedades mecánicas de los Studs de Pino con sección transversal 5X10 cm:

Esfuerzos entre studs admisibles, $F_b= 1.25(100.0) = 125.0 \text{ Kg/cm}^{2**}$

Esfuerzo cortante admisible, $F_v=1.25(10.0)=12.5 \text{ Kg/cm}^{2**}$

Módulo de elasticidad, $E=112,491.2 \text{ Kg/cm}^2$

*** Ya que la presión ejercida por el concreto tendrá una duración menor a 7 días, se procede a incrementar los esfuerzos admisibles de los Studs en un 25%.*

Para el análisis en los Studs, se deberán considerar las cargas linealmente distribuidas actuantes sobre cada Studs, en función de su separación:

$$\begin{aligned}w &= P_{max} \cdot l \\ &= 3,949 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.30\text{m} \\w &= \mathbf{1,184.7 \text{ Kg/m}}\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre walers en función los esfuerzos normales en los studs.

De la ecuación 3-24,

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S / w]^{1/2} \\ &= [1,000(125.0)(50.1) / 1,184.7]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{72.7 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos cortantes en los studs.

La longitud del claro admisible entre walers en función del esfuerzo cortante se puede calcular de la siguiente manera:

De la ecuación 3-25a,

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_s b d / 3w + 2d \\ &= 320(12.5)(3.81)(8.89) / 3(1,184.7) + 2(8.89) \\ l_v &= \mathbf{55.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre walers en función de las deflexiones máximas de diseño.

La deflexión admisible es $l/360$, pero no mayor a 1.55 mm. Usando las ecuaciones 3-25a y 3-25b, la longitud del claro admisible se puede calcular como sigue:

De la ecuación 3-26a,

$$\begin{aligned}\text{Para } \Delta = l/360, l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(112,491.2)(223.1) / 72(1,184.7)]^{1/3} \\ l_\Delta &= \mathbf{94.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

De la ecuación 3-26b,

$$\begin{aligned}\text{Para } \Delta = 1.55 \text{ mm}, l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(112,491.2)(223.1) / 8(1,184.7)]^{1/4} \\ l_\Delta &= \mathbf{83.1 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para studs 5X10 S4S.

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre walers es: 72.7 cm.

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre walers es: 55.9 cm.

Para la deflexión, el claro máximo entre walers es: 83.1 cm.

Para este diseño, el esfuerzo cortante gobierna la longitud máxima del claro entre walers. Ya que los walers dan estabilidad a los studs, el espaciamiento máximo no debe ser mayor a 55.9 cm. Para facilitar el proceso constructivo, los walers se espaciarán a 55 cm de centro a centro.

A5- Comprobación de los esfuerzos ejercidos en los apoyos entre Studs y Walers.

Para este diseño, se usarán walers dobles. Para muros, es frecuente utilizar dos miembros de madera cuyo espesor nominal es de 5 cm, separadas por pequeñas piezas de 2.5 cm de espesor y de esta manera conformar un riel.

✓ *Fuerza aplicada en los apoyos:*

La carga total en los apoyos será el producto entre la presión del concreto fresco actuando sobre el área que se genera entre el espaciamiento de studs y walers. Para este diseño, el área será de 30 cm de largo por 60 cm de alto. Por lo tanto, la fuerza que actúa entre los studs y walers será, de la Ec. 3-48:

$$\begin{aligned} F &= P_{max} * [x * y] \\ &= 3,949.0 * [0.30 * 0.55] \\ &= \mathbf{651.6 Kg} \end{aligned}$$

✓ *Área de contacto en los apoyos:*

A continuación, se determinará el esfuerzo que existe en los apoyos entre los studs y walers. Si un Waler está compuesto por dos piezas de 5 cm de espesor, el área de contacto entre los studs y walers será, De la Ec. 3-49:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$\begin{aligned} A &= [b_1 * 2b_2] \\ &= [3.81 * 2(3.81)] \\ \mathbf{A} &= \mathbf{29.0 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

✓ *Esfuerzo compresivo perpendicular a la veta en cada apoyo. De la Ec. 3-50:*

$$\begin{aligned} f_{c\perp} &= F/A \\ &= 651.6 \text{ Kg} / 29 \text{ cm}^2 \\ \mathbf{f_{c\perp} &= 22.5 \text{ Kg/cm}^2} \end{aligned}$$

De la tabla 2-2, se obtiene que el esfuerzo compresor admisible perpendicular a las vetas para madera de pino, grado N°2, es de 39.7 Kg/cm², el cual, es mayor que el esfuerzo aplicado de 22.5 Kg/cm², por lo tanto, el espaciamiento entre Studs y Walers es satisfactorio.

A6- Determinación de la separación entre Ties.

Aunque las cargas transmitidas desde los studs a los walers son concentradas, generalmente es lo suficientemente preciso considerarlas como cargas uniformemente distribuidas, al diseñar encofrados para muros de concreto. Sin embargo, en algunas situaciones críticas, puede ser conveniente diseñar los encofrados utilizando cargas concentradas tal como realmente existen.

✓ Carga uniformemente distribuida.

Suponiendo una carga uniformemente distribuida a partir de una presión de 3,949 Kg/m² en los studs con espaciamiento a cada 60 cm, el valor de w se puede calcular de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} w &= P_{max} \cdot l \\ &= 3,949 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.55 \text{ m} \\ \mathbf{w} &= \mathbf{2,171.0 \text{ Kg/m}} \end{aligned}$$

Propiedades físicas de los Walers de Pino con sección transversal 5X10 cm:

$$A=2(33.9 \text{ cm}^2) = 67.8 \text{ cm}^2$$

$$S=2(50.1 \text{ cm}^3) = 100.2 \text{ cm}^3$$

$$I=2(223.1 \text{ cm}^4) = 446.2 \text{ cm}^4$$

Propiedades mecánicas de los Walers de Pino con sección transversal 5X10 cm:

$$F_b = 1.25(100.0) = 125.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_v = 1.25(10.0) = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 112491.2 \text{ Kg/cm}^2$$

- ✓ Separación entre Ties en función de los esfuerzos normales en los walers.

En función de los esfuerzos normales, la longitud de los claros entre Ties no debe exceder el valor calculado a continuación:

De la ecuación 3-24,

$$\begin{aligned} l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(125.0)(100.2) / 2,171.0]^{1/2} \\ l_b &= 75.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre Ties en función de los esfuerzos cortantes en los walers.

En función del cortante, la longitud de los claros entre Ties no debe exceder el valor calculado a continuación:

De la ecuación 3-25a,

$$\begin{aligned} l_v &= 640F_sbd / 3w + 2d \\ &= 640(15.4)(3.81)(8.89) / 3(2,171.0) + 2(8.89) \\ l_v &= 59.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre ties en función de las deflexiones máximas de diseño en los walers.

De la ecuación 3-26a,

$$\begin{aligned}\text{Para } \Delta = l/360, l_{\Delta} &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(112491.2)(446.2) / 72(2,171.0)]^{1/3} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{97.7 \text{ cm}}\end{aligned}$$

En función de la deflexión bajo el criterio de deflexión máxima de 1.55 mm, la longitud del claro entre Ties será:

De la ecuación 3-26b,

$$\begin{aligned}\text{Para } \Delta = 1.55 \text{ mm}, l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(112491.2)(446.2) / 8(2,171.0)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{84.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para Walers:

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre Ties es: 75.9 cm.

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre Ties es: 59.4 cm.

Para deflexión, el claro máximo entre Ties es: 84.9 cm.

Para este diseño, el esfuerzo cortante gobierna la separación máxima entre Ties. Por lo tanto, el espaciamiento entre éstos no deberá exceder 59.4 cm. Para fines constructivos, se utilizará una separación entre Ties de 55 cm.

A7- Fuerza requerida en los Ties.

Cada Tie, deberá soportar la presión del concreto fresco que actúa sobre un área comprendida entre la separación de los walers y la separación de los Ties, es decir, 60 cm x 60 cm. La carga en cada uno de los Ties puede calcularse de la siguiente manera.

- ✓ *Área de influencia para la presión dada del concreto fresco:*

$$A = 0.55 \times 0.55$$

$$A = 0.30 \text{ m}^2$$

- ✓ Carga a tensión en cada Tie, De la Ec. 3-51:

$$T = 3,949.0 \times 0.30$$

$$T = 1,194.6 \text{ Kg}$$

Por tanto, cada Tie deberá soportar al menos 1,194.6 Kg. Una varilla roscada de 5/8 de pulgada puede soportar 5,450 Kg, por tanto, es capaz de soportar las presiones ejercidas por el concreto fresco.

A8- Cálculo de la fuerza axial requerida en los puntales, debida a la fuerza horizontal del viento.

Ahora procederemos a determinar la fuerza axial que deberá soportar cada puntal, debido a la carga horizontal producida por el viento, la cual, tendrá una influencia directa en el encofrado proporcional a su altura. Tal como se mencionó previamente, los puntales tendrán únicamente la función de aplomar la estructura del encofrado. El proceso se muestra a continuación:

- ✓ Fuerza horizontal aplicada.

De la Tabla 2-17 se obtiene que, para la altura del encofrado, se aplicará una carga lineal producida por el viento de 149.0 Kg/m. De la Ec. 2-8:

$$F_H = H * S_4$$

$$= 149.0 * 2.75$$

$$F_H = 409.75 \text{ Kg}$$

✓ Longitud requerida del puntal. De la Ec. 2-9:

$$\begin{aligned} z &= \sqrt{(x)^2 + (y)^2} \\ &= \sqrt{(1.80)^2 + (3.6)^2} \\ z &= 4.0 \text{ m} \end{aligned}$$

✓ Fuerza axial soportada por cada puntal. De la Ec. 2-10:

$$\begin{aligned} F_{ax} &= F_H(z/x) \\ &= 409.75(4.0/1.8) \\ F_{ax} &= 910.6 \text{ Kg} \end{aligned}$$

A9- Resumen del diseño para encofrados de muros.

El encofrado para el muro descrito previamente, puede ser construido bajo las siguientes condiciones:

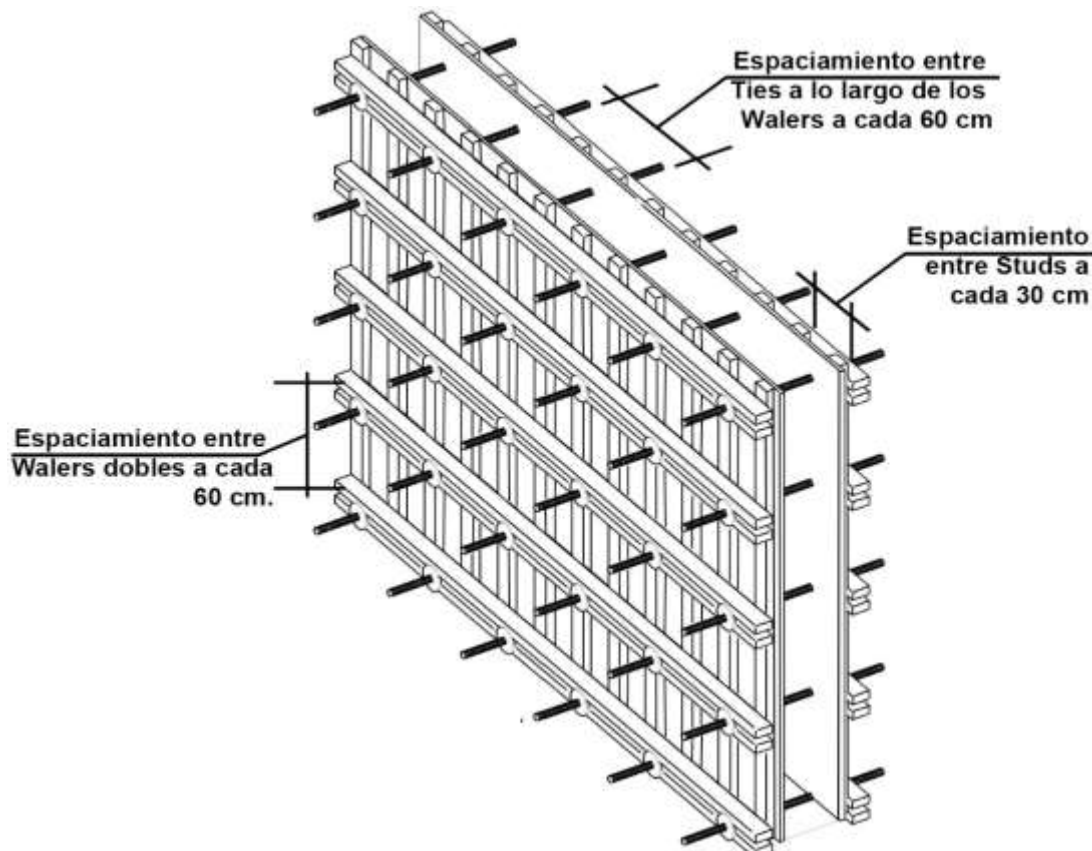


Figura 3-4. Distribución de studs, walers y Ties para el encofrado de muros dado. Reyes, (2020)

Elemento	Separaciones admisibles de centro a centro.
Revestimiento	22 mm de espesor
Studs	5 X 10 S4S a cada 30 centímetros.
Walers	Miembro doble 5X10 S4S a cada 55 centímetros.
Ties de encofrados	Capacidad a la tensión de 1,194.6 Kg a cada 55 cm a lo largo de los walers.
Puntales	Capacidad de carga de 910.6 Kg a 4.0 m de extensión.

Tabla 3-2. Resumen de diseño, encofrado de muro mediante madera aserrada. Reyes, (2020)

3.7.A.2. Ejemplo de encofrados de muros mediante el sistema de vigas H20.

Características del encofrado:

Se pretende encofrar un muro de concreto reforzado de 3.60 metros de altura, 6.0 metros de largo y 0.40 metros de ancho. El colado del concreto se realizará desde la altura máxima del muro, el peso específico del concreto a verter es de $2,400 \text{ kg/m}^3$, a una temperatura de 27°C . El cemento utilizado para la mezcla de concreto es del tipo I sin retardantes. Para el colado del concreto, se propone utilizar un caudal de salida de $9.0 \text{ m}^3/\text{h}$. Para la construcción del encofrado se propone utilizar el sistema de vigas H20 y para el revestimiento, plyform clase I de 22 mm de espesor. El proyectista, propone colocar puntales a cada 2.75 metros entre sí, a una distancia $x=1.8 \text{ m}$ y apoyados en la altura máxima del muro. Mediante los datos proporcionados, realice el diseño de cada uno de los elementos que compondrá al sistema de encofrados para el muro en cuestión.

A1- Cálculo de la tasa de llenado del encofrado.

Volumen para 1m de altura en el encofrado:

$$V = 1\text{m} * \text{Largo} * \text{espesor}$$

$$V = 1 * 6.00 * 0.40 \text{ m}^3$$

$$V = 2.40 \text{ m}^3$$

La tasa de llenado del encofrado será:

$$R = \frac{9.0}{2.4}$$

$$R = 3.75 \text{ m/h}$$

A2- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

Ya que la tasa de llenado se encuentra entre 2.1 y 4.5 m/h, se procede a utilizar la Ec. 2-5:

$$P_{max} = \frac{\left[1.0(1.0) \left[7.2 + \frac{1156}{27 + 17.8} + \frac{244(3.75)}{27 + 17.8} \right] \right]}{9.81} \times 1000$$

$$P_{max} = 5,446.2 \text{ Kg/m}^2$$

$$2,930C_w \leq P_{max} \leq w * h$$

$$2,930 \leq 5,446.2 \leq 8,640 \text{ OK!}$$

A3- Separación entre Studs de centro a centro.

Propiedades físicas del plyform de 22 mm de espesor, de la clase I:

Momento de inercia, $I = 40.4 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $Se = 31.4 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $Ib/Q = 180.96 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas del plyform de 22 mm de espesor, de la clase I:

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1.25 (135.7) = 169.6 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 1.25 (5.1) = 6.4 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 116,006.6 \text{ Kg/cm}^2$.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales en el plyform.
De la Ec. 3-30:

$$l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$
$$= [1,000(169.6)(31.4)/5,446.2]^{1/2}$$

$$l_b = 31.3 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes en el plyform.
De la Ec. 3-38:

$$l_s = 167 F_s (I_b/Q) / w_s$$
$$= 167 (6.4) (180.96) / 5,446.2$$

$$l_s = 35.5 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos debidos a deflexión en el plyform.

- De la Ec. 3-47a, para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$
$$= [2,905(116,006.6)(40.4) / 72(5,446.2)]^{1/3}$$

$$l_{\Delta} = 32.6 \text{ cm}$$

- De la Ec. 3-47b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$
$$= [18,011 (116,006.6)(40.4) / 8(5,446.2)]^{1/4}$$
$$= 37.3 \text{ cm}$$

Resumen para el revestimiento de plyform:

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre studs es: 31.3 cm

Para los esfuerzos cortantes, el claro máximo entre studs es: 35.5 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre studs es: 32.6 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible es de 31.3 cm, pero con fines de facilitar el proceso constructivo, se propone utilizar una separación entre Studs de 30 cm

A4- Separación entre Walers de centro a centro.

Para el análisis de los Studs (Vigas H20), se deberán considerar las cargas linealmente distribuidas actuantes sobre cada uno de ellos, en función de su separación y la presión ejercida por el concreto fresco:

$$\begin{aligned}w &= P_{max} \cdot l \\ &= 5,446.2 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.30\text{m} \\ \mathbf{w} &= \mathbf{1,633.9 \text{ Kg/m}}\end{aligned}$$

Propiedades físicas de los Studs (Vigas H20):

Ancho efectivo, $b = 8 \text{ cm}$

Peralte efectivo, $d = 20 \text{ cm}$

Momento de inercia, $I_x = 4,610 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x = 400 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de los Studs (Vigas H20):

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 110.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 25.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 101,971.6 \text{ Kg/cm}^2$.

✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos normales en los Studs.

De la Ec. 3-24

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(110.5)(400) / 1,633.9]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{164.5 \text{ cm}}\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre walers en función de los esfuerzos cortantes en los studs.
De la Ec. 3-25a

$$\begin{aligned}l_v &= 179,165.4/w \\ &= 179,165.4/1,633.9 \\ l_v &= \mathbf{109.7 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre walers en función de la deflexión de diseño en los studs.
- De la ecuación 3-26a,

$$\begin{aligned}\text{Para } \Delta = l/360, l_{\Delta} &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,971.6)(4,610) / 72(1,633.9)]^{1/3} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{226.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- - De la ecuación 3-26b,

$$\begin{aligned}\text{Para } \Delta = 1.55 \text{ mm}, l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,971.6)(4,610) / 8(1,633.9)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{159.5 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para studs:

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre walers es: 164.5 cm

Para los esfuerzos cortantes, el claro máximo entre walers es: 109.7 cm

Para deflexión, el claro máximo entre walers es: 159.5 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible entre walers es de 109.7 cm, pero con fines de facilitar el proceso constructivo, se propone utilizar una separación entre walers de 105 cm.

A5- Comprobación de los esfuerzos entre Studs y walers.

✓ *Fuerza ejercida sobre el apoyo*

La carga total en los apoyos será el producto entre la presión del concreto fresco actuando sobre el área que se genera entre el espaciamiento de studs y walers. Para este diseño, el área será de 30 cm de largo por 150 cm de alto. Por lo tanto, la fuerza que actúa entre los studs y walers será, de la Ec. 3-48:

$$\begin{aligned} F &= P_{max} * [x * y] \\ &= 5,446.2 * [0.30 * 1.05] \end{aligned}$$

$$F = 1,715.6 \text{ Kg}$$

✓ *El área de contacto entre studs y walers dobles será, de la Ec. 3-49:*

$$\begin{aligned} A &= [b_1 * 2b_2] \\ &= [8 * 2(5)] \end{aligned}$$

$$A = 80.0 \text{ cm}^2$$

✓ *Esfuerzo aplicado sobre el apoyo entre Studs y walers, de la Ec. 3-50:*

$$\begin{aligned} f_{cL} &= F/A \\ &= 1,715.6 / 80 \end{aligned}$$

$$f_{cL} = 21.4 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo compresivo perpendicular a las vetas de 21.4 Kg/cm² es menor al esfuerzo admisible de 94.4 Kg/cm² por lo tanto, las vigas H20 y los rieles pueden ser espaciados a la longitud seleccionada.

A6- Separación entre Ties.

✓ *Determinando la carga uniforme para este diseño:*

$$\begin{aligned} w &= P_{max} \cdot l \\ &= 5,446.2 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.05\text{m} \\ &= 5,718.5 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Propiedades Físicas de los walers :

Peralte efectivo, $d = 10 \text{ cm}$

Momento de inercia, $I_x = 412.0 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x = 82.4 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de los walers:

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1,522.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 1,525.2 \text{ Kg/cm}^2$.

Compresión admisible perpendicular a las vetas: $1,428.0 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad, $E = 2,040,000 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre Ties en función de los esfuerzos normales, en los studs. De la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned} l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(1,522.1)(82.4) / 5,718.5]^{1/2} \end{aligned}$$

$$l_b = \mathbf{148.1 \text{ cm}}$$

- ✓ Separación entre Ties en función de los esfuerzos cortantes en los studs. De la Ec. 3-25a:

$$\begin{aligned} l_v &= 1,337,576.7/w \\ &= 1,337,576.7/5,718.5 \end{aligned}$$

$$l_v = \mathbf{233.9 \text{ cm}}$$

- ✓ Separación entre Ties en función de las deflexiones de diseño en los Studs.

- De la ecuación 3-26a,

$$\begin{aligned} \text{Para } \Delta = l/360, l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(2,040,000)(412) / 72(5,718.5)]^{1/3} \end{aligned}$$

$$l_\Delta = \mathbf{181.0 \text{ cm}}$$

-

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- De la ecuación 3-26b,

$$\begin{aligned} \text{Para } \Delta = 1.55 \text{ mm, } l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(2,040,000)(412) / 8(5,718.5)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{134.9 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Resumen para walers:

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre Ties es: 148.1 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre Ties es: 233.9 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre Ties es: 134.9 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible es de 134.9 cm, pero con fines de facilitar el proceso constructivo, se propone utilizar una separación entre Ties de 130 cm.

A7- Calculo de la fuerza requerida para los Ties

- ✓ *Área de influencia para la presión dada del concreto fresco:*

$$A = 1.05 \times 1.30$$

$$A = 1.37 \text{ m}^2$$

- ✓ Carga a tensión en cada Tie, De la Ec. 3-51:

$$T = 5,446.2 \times 1.37$$

$$T = \mathbf{7,461.3 \text{ Kg}}$$

Por tanto, cada Tie deberá soportar al menos 7,461.3 Kg. Una varilla roscada comercial de 5/8 "no es capaz de soportar dicha tracción, por tanto, se plantean las posibles soluciones:

- 1- Emplear un torno para fabricar una rosca en cada extremo de una varilla corrugada mayor o igual a la N°10, ya que dicha varilla será capaz de soportar por lo menos 10 toneladas a la tracción.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- 2- Reducir el caudal de entrada del concreto, ya que, de esta forma, se reducirá la tasa de llenado del encofrado, por consiguiente, la presión ejercida por el concreto fresco.
- 3- Reducir el espaciamiento entre Walers y entre Ties para reducir de igual forma, la fuerza aplicada a cada Tie.

En muchos casos como éste, tanto los Studs como Walers serán capaces de resistir de manera satisfactoria las presiones ejercidas por el concreto fresco, pero la carga aplicada en cada Tie será excesivamente elevada y el proyectista tendrá que valorar las recomendaciones previamente planteadas. Sí por la naturaleza de la estructura, no es posible o deseable reducir la separación entre Walers y Ties (como en los encofrados de muros para cisternas y tanques, donde muchas veces se prefiere no generar orificios a través del concreto, ya que podrían presentarse fugas de agua en dichos orificios incluso después de sellados), deberá valorarse la forja de roscas en varillas corrugadas de alto rango para soportar dichas presiones.

Para nuestro caso, optaremos por reducir la separación entre Walers a 1.0 m y la separación entre Ties a 0.90 m, dicha condición producirá una fuerza actuante sobre cada Tie de 4,901.6 Kg, y ya que la varilla roscada comercial de 5/8" es capaz de soportar una carga a la tracción de 5,450.0 Kg, su uso sería satisfactorio al realizar las modificaciones descrita

A8- Calculando la fuerza axial del puntal de madera ejercida por la fuerza del viento

- ✓ Fuerza horizontal aplicada.

De la Tabla 2-17 se obtiene que, para la altura del encofrado, se aplicará una carga lineal producida por el viento de 149.0 Kg/m. De la Ec. 2-8:

$$\begin{aligned} F_H &= H * S_4 \\ &= 149.0 * 2.75 = \mathbf{409.75 Kg} \end{aligned}$$

- ✓ Longitud requerida del puntal. De la Ec. 2-9:

$$\begin{aligned} z &= \sqrt{(x)^2 + (y)^2} \\ &= \sqrt{(1.80)^2 + (3.6)^2} \\ z &= \mathbf{4.0\ m} \end{aligned}$$

- ✓ Fuerza axial soportada por cada puntal. De la Ec. 2-10:

$$\begin{aligned} F_{ax} &= F_H(z/x) \\ &= 409.75(4.0/1.8) \\ F_{ax} &= \mathbf{910.6\ Kg} \end{aligned}$$

La fuerza de compresión axial en los puntales será de 417.3 Kg a una extensión de 4.0 metros. Se recomienda que a partir de estos datos el proyectista pueda seleccionar el puntal ideal.

6- Resumen de resultados

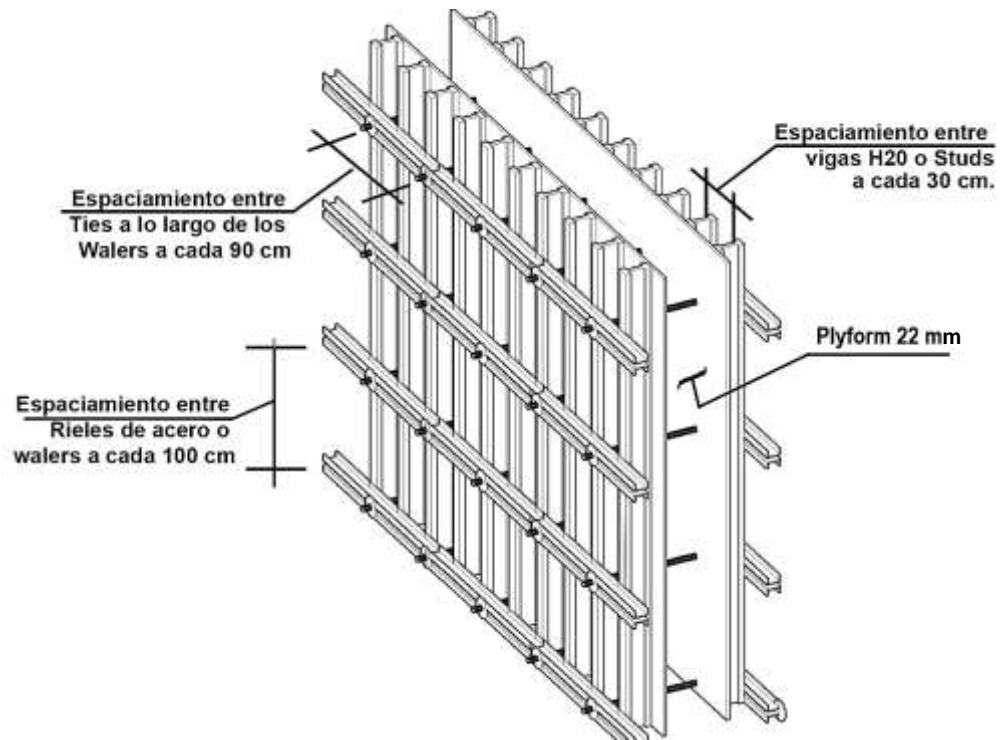


Figura 3-5. Distribución entre Studs, Walers y Ties para el encofrado de muros dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020)

Elemento	Tamaños nominales y espaciamiento
Revestimiento	Plyform de 22 mm de espesor
Vigas H20	A cada 30 centímetros, medido de centro a centro
Rieles de acero	A cada 1.0 metros de centro a centro
Ties de encofrados	Tensión mínima de 4,901.6 Kg, a cada 0.90 metros a lo largo de los Walers.
Puntales	Longitud mínima de 4.0 m, con capacidad de carga mínima de 910.6 Kg.

Tabla 3-3. Resumen de diseño, encofrado de muro mediante Vigas H20. Reyes, (2020)

3.8. Diseño de encofrados de Columna.

3.8.B. Proceso de diseño para encofrados de columnas.

Las etapas que definen el proceso de diseño de encofrados de columna son similares al proceso de cálculo para el diseño de encofrados de muro, las etapas se muestran a continuación:

B1- Cálculo de la tasa de llenado del encofrado.

De la misma manera que en los encofrados de muros, se procede a calcular la tasa de llenado del encofrado. En columnas, las tasas de llenado suelen ser muy elevada debido a las dimensiones de la sección transversal de la misma y en cuestión de minutos el encofrado puede ser llenado en su totalidad. Pero debido a que, según el ACI, las columnas pueden tener dimensiones máximas de hasta 2 metros en su sección transversal, es en estos casos que la tasa de llenado suele reducirse sustancialmente, por ello, considerar presiones hidrostáticas completas para el cálculo de presiones no resulta preciso. Debido a dicha condición, resulta conveniente analizar la tasa de llenado a utilizar, para

determinar bajo los criterios prescritos por el ACI 347, la ecuación correspondiente para el cálculo de presiones. De la Ec. 3-47.

$$R = \frac{Q}{L \cdot e \cdot H}$$

Donde:

R: tasa de llenado, m/h

Q: es el caudal de entrada del concreto, m³/h

L₁: ancho 1 de la columna, m.

L₂: ancho 2 de la columna (será igual a L₁ si es cuadrada), m.

H: altura de colado, siempre asignar 1 m.

B2- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

Una vez conocida la tasa de llenado, se define la ecuación para el cálculo de presiones a utilizar, como se dijo previamente, para columnas solamente existirán dos condiciones:

- ✓ Cuando la tasa de llenado del encofrado de columnas sea menor a 2.1 m/h, se deberá aplicar la Ec. 2-4:

$$P_{max} = \frac{\left[C_w C_c \left[7.2 + \frac{785R}{T + 17.8} \right] \right]}{9.81} \times 1000$$

Donde, P_{max} no deberá ser menor a $2,930C_w$ ni mayor a $w \cdot h$.

- ✓ Cuando la tasa de llenado sea mayor a 2.1 m/h, se deberá utilizar la presión hidrostática completa, Ec. 2-3.

$$P_{max} = w \cdot h$$

B3- Determinación de la separación entre Studs o vigas secundarias.

Una vez determinada la presión del concreto fresco, de la misma manera que en los encofrados para muros, se procede a determinar la separación entre studs distribuida en el plywood.

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales en el plywood.
 - Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 es menor o igual a 40cm, se deberá utilizar la Ec. 3-29, para 1 o 2 claros a lo largo del plywood:

$$\text{Para uno o dos claros, } l_b = [800F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 se encuentre entre 40cm y 200 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-30, para 3 o más claros:

$$\text{Para tres o más claros, } l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

Para ambas ecuaciones se deberá considerar un incremento en los esfuerzos admisibles del plywood de un 25%, debido a que la cara ejercida por el concreto será de corta duración, es decir, menor a 7 días.

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes en el plywood.

Bajo los mismos criterios descritos previamente, existen dos ecuaciones para determinar la separación admisible en función de los esfuerzos cortantes

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 es menor o igual a 40 cm, se aplicará la Ec. 3-37, para la separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes:

$$\text{Para dos claros, } l_s = 160 F_s (I_b/Q)/w_s$$

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 se encuentre entre 40cm y 200 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-38, para la separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes:

$$\text{Para tres o más claros, } l_s = 167 F_s (I_b/Q)/w_s$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos producidos por la deflexión en el plywood.

Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 es menor o igual a 40 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-46a, para determinar los esfuerzos normales:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [925EI / 18w_d]^{1/3}$$

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 se encuentre entre 40 cm y 200 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-47a, para la separación entre Studs en función de las deflexiones de diseño:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 es menor o igual a 40 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-46b, para la separación entre Studs en función de las deflexiones de diseño:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm}, l_d = [5,735EI / 2w_d]^{1/4}$$

- Sí el ancho a diseñar de la columna, sea L1 o L2 se encuentre entre 40cm y 400 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-47b, para la separación entre Studs en función de las deflexiones de diseño:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm}, l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

B4- Determinación de la separación entre Studs, en función del espaciamiento total libre en el revestimiento.

El espacio total libre en el plywood se determina mediante la Ec. 3-52:

$$S = L + \frac{3e}{10} - ((n + 1) * d) \quad \text{Ec. 3-52}$$

Donde:

S: espacio total libre en el plywood, cm.

L: ancho 1 o 2 de la columna.

e: espesor del plywood.

n: número de claros.

d: ancho del Stud en contacto con el revestimiento.

El número de claros “n” a utilizar se determinará dividiendo el ancho de la columna entre la separación mínima, calculada a partir de los esfuerzos normales, cortantes y deflexión en el apartado 3, y el resultado obtenido deberá aproximarse al entero inmediatamente mayor. Por ejemplo, si se tuviese un resultado de 3.2 ó 3.7, el número de claros a considerar será 4.

Posteriormente, se procederá a determinar la separación admisible entre Studs, para ello, se deberá dividir el espacio total libre en el plywood, entre el número de claros y sumar el ancho en contacto con el revestimiento del Stud.

$$l = \frac{S}{n} + d \quad \text{Ec. 3-53}$$

Sí el resultado obtenido para “l” es menor o igual que el menor de los valores calculados en el apartado 3, indicará que el valor “l” puede ser utilizado como espaciamiento entre studs. Por el contrario, cuando el valor “l” obtenido sea mayor que el menor de los valores calculados en el apartado 3, se deberá sumar 1 al valor previamente aproximado de “n” y volver a evaluar las Ec. 3-52 y 3-53 recién presentadas. Este proceso deberá realizarse tanto para L₁ como para L₂ en el caso de columnas con sección transversal rectangular.

B5- Determinación de la separación entre abrazaderas, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Antes de proceder a determinar la separación entre abrazaderas, se deberá determinar la carga linealmente distribuida a lo largo de cada Stud, para ello, se procede a multiplicar la presión ejercida por el concreto determinada en el paso 2, por la separación entre Studs seleccionada en el paso previo ($w = p * l/100$)

y con dicho valor, se procederá a realizar los cálculos para determinar la separación admisible entre walers.

Una vez obtenida la carga lineal ejercida sobre cada Stud, se procede a calcular las separaciones máximas en función de los esfuerzos normales, cortantes y por deflexión en los Studs, como se muestra:

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs. De la Ec. 3-24:

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los Studs. De la Ec. 3-25a:

$$l_v = 320F_s b d / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre walers en función de las deflexiones de diseño en los Studs.

De la Ec. 3-26a, para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-26a, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

El menor resultado obtenido, deberá ser comparado con los resultados que se obtendrán en el apartado 6.

B6- Determinación de la separación entre abrazaderas, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

Este paso tendrá una variación, dependiendo del sistema de encofrados a utilizar. Si se utiliza el sistema de madera aserrada, las abrazaderas estarán comprendidas por un solo elemento en cada rostro de la columna, unidos entre sí mediante clavos. Si se utiliza el sistema de vigas H20, se hará uso del riel de acero, los cuales trabajarán en conjunto con varillas roscadas para soportar las presiones ejercidas por el concreto fresco. En ambas circunstancias, la longitud

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

del claro a lo largo de los rieles estará definida por la geometría de la columna. Debido a dicha condición, podemos conocer previamente la longitud que tendrá el claro a lo largo de las abrazaderas, por consiguiente, corresponderá determinar la separación necesaria entre abrazaderas capaz de soportar la longitud del claro a lo largo de las abrazaderas, ya definida. En caso de tratarse de columnas con sección transversal rectangular, se deberá realizar el proceso de cálculo para ambos rostros de la columna en cuestión y tomar el menor de ambos resultados.

- ✓ Para determinar la longitud del claro a lo largo de la abrazadera, en el sistema de madera aserrada, se tiene la Ec. 3-54:

$$y = L + \frac{2e}{10} + 2b_1 + b_2 \quad \text{Ec. 3-54}$$

Donde:

y: distancia de eje a eje entre clavos, cm.

L: ancho de la columna de concreto, cm.

e: espesor del revestimiento a utilizar, mm.

b_1 : ancho de los Studs, cm.

b_2 : ancho de las abrazaderas, cm.

- ✓ Para determinar la separación entre varillas roscadas de eje a eje, en el sistema de vigas H20, se tiene la Ec. 3-55:

$$y = L + \frac{2e}{10} + 2p + 1.60 \quad \text{Ec. 3-55}$$

Donde:

y: distancia de eje a eje entre varillas, cm.

L: ancho de la viga de concreto, cm.

e: espesor del plywood a utilizar, cm.

p: peralte de la viga H20, cm.

Una vez conocida la separación entre varillas, se procede a determinar la distancia entre abrazaderas bajo esfuerzos normales, cortantes y la deflexión como sigue:

- ✓ Reorganizando la Ec. 3-24, la separación admisible entre abrazaderas bajo los esfuerzos normales, se obtiene de la Ec. 3-56:

$$l_b = 80,000F_b S / y^2 P_{max} \quad \text{Ec. 3-56}$$

- ✓ Reorganizando la Ec. 3-25a, la separación admisible entre abrazaderas por cortante se tiene:

- Para las abrazaderas de madera. De la Ec. 3-57:

$$l_v = 40,000F_v db / 3P_{max}(y - 2d) \quad \text{Ec. 3-57}$$

- Para las abrazaderas del sistema de vigas H20 (Riel de acero). De la Ec. 3-58:

$$l_v = 180,850,320 / P_{max} y \quad \text{Ec. 3-58}$$

- ✓ Reorganizando la Ec. 3-26, la separación admisible entre abrazaderas por deflexión.

$$l_\Delta = 76,800\Delta EI / P_{max} y^4 \quad \text{Ec. 3-59}$$

- Para $\Delta = y/360$ en mm:

$$l_\Delta = 6,400EI / 3P_{max} y^3 \quad \text{Ec. 3-59a}$$

- Para $\Delta = \frac{31}{20} mm$ ó $1.55 mm$

$$l_\Delta = 119,040EI / P_{max} y^4 \quad \text{Ec. 3-59b}$$

El menor resultado obtenido, deberá compararse con el menor de los resultados obtenidos en el apartado 5, y el menor valor entre ambos será seleccionado como la separación entre abrazaderas para el diseño.

B7- Determinación de la fuerza aplicada en cada varilla en las abrazaderas.

Este paso, es aplicable únicamente al sistema de vigas H20. La finalidad es determinar la fuerza que soportará cada varilla en función de los espaciamientos entre abrazaderas y entre Ties seleccionados. De la Ec. 3-60:

$$V = [pLL]/20,000 \qquad \text{Ec. 3-60}$$

Donde:

V: Esfuerzo cortante máximo y a su vez, la fuerza a tensión soportada en cada extremo de la varilla, Kg.

p: Presión del concreto fresco, Kg/m²

l: distancia entre abrazaderas, cm

L: Ancho de la columna de concreto, cm.

Para el sistema de vigas H20, se propondrá el uso de varillas roscadas N°5, con una capacidad a la tracción de 5,450 Kg, el valor obtenido de la ecuación 3-60 tendrá que ser menor a la resistencia producida por la varilla. En caso de ser mayor, se deberá incrementar el diámetro de la varilla o reducir la separación entre abrazaderas.

B8- Cálculo de la fuerza axial en los puntales debida a la fuerza horizontal del viento.

Al igual que en encofrados para muros, los puntales solamente ejercerán la función de aplomar la estructura del encofrado ya que serán, ya sea, los clavos o varillas roscadas quienes cumplan la función de poder soportar las presiones ejercidas por el concreto fresco, mientras que los puntales deberán garantizar el aplome de la estructura. Sabiendo la función que tendrán los puntales, el ACI SP-4 proporciona valores de diseño para la fuerza producida por el viento, como se muestra en la Tabla 2-17.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

✓ Fuerza horizontal aplicada. De la Ec. 2-8.

$$F_H = H * S_4$$

Donde:

F_H : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

H : Fuerza lineal producida por el viento a una altura determinada, Kg/m.

S_4 : Ancho mayor de los rostros de la columna, m.

✓ Longitud requerida del puntal. De la Ec. 2-9:

$$z = \sqrt{(x)^2 + (y)^2}$$

Donde:

z : Longitud requerida del puntal, m.

x : Distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del puntal en el piso (seleccionada por el proyectista), m.

y : Distancia desde la base del encofrado hasta la altura de apoyo del puntal en el encofrado (seleccionada por el proyectista), m.

✓ Fuerza axial soportada por cada puntal. De la Ec. 2-10.

$$F_{ax} = F_H(z/x)$$

. Donde:

F_{ax} : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

F_H : Fuerza puntual horizontal actuante en cada puntal, Kg.

z : Longitud requerida del puntal, m.

x : Distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del puntal en el piso (seleccionada por el proyectista), m.

3.8.B.1. Ejemplo de encofrados de columnas mediante madera aserrada.

Se tiene una columna con sección transversal cuadrada de 50 cm por lado y 3.0 metros de altura, para el revestimiento se hará uso de plyform clase I de 19 mm de espesor, instalado con las vetas de la madera perpendicularmente a los Studs. Los Studs, estarán compuestos por madera de pino 5X10 cm grado N°2, abrazaderas por pino 10X10 cm grado N°2, y el revestimiento será plyform clase I de 19 mm. El concreto a utilizar tendrá un peso específico de 2,400 Kg/m³ y el cemento a emplear sería del tipo I sin retardante, el vertido del mismo se realizará a una tasa de llenado de 3.0 m/h, a la altura de la columna. Se pretende utilizar un puntal por cada rostro, apoyado a 2.40 m de altura en el encofrado y a 1.50 m a nivel de piso. Mediante los datos proporcionados, realice el diseño de cada uno de los elementos que compondrá al sistema de encofrados para la columna en cuestión.

B2- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

Ya que la tasa de llenado del encofrado es mayor a 2.1 m/h, procedemos a determinar la presión considerando presión hidrostática completa:

$$\begin{aligned}P_{max} &= w \cdot h \\ &= (2,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (3.0) \\ P_{max} &= 7,200 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

B3- Separación entre Studs de centro a centro.

Para poder determinar el claro máximo admisible en el plyform, se deberá analizar éste bajo los esfuerzos normales, cortantes y la deflexión. Según los criterios planteados previamente, conforme al ancho de 50 cm de la columna, se utilizarán los criterios correspondientes a tres o más claros a lo largo del plywood.

Propiedades físicas del plyform de 19 mm de espesor, de la clase I:

$$I=27.16 \text{ cm}^4/\text{m}$$

$$S=24.45 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$I_b/Q= 152.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Propiedades mecánicas del plyform de 19 mm de espesor, de la clase I:

$$F_b=1.25(135.7 \text{ Kg}/\text{cm}^2) = 169.6 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$F_s=1.25(5.1 \text{ Kg}/\text{cm}^2) = 6.4 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$E=116,006.6 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales en el plyform, de la ecuación 3-30.

$$\begin{aligned} l_b &= [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(169.6)(24,45) / 7,200]^{1/2} \end{aligned}$$

$$l_b = 24.0 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes en el plywood, de la ecuación 3-38.

$$\begin{aligned} l_s &= 167 F_s (I_b/Q)/w_s \\ &= 167 (6.4) (152.0)/7,200 \end{aligned}$$

$$l_s = 22.6 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos debidos a deflexión en el plyform.

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-47a, se tiene:

$$\begin{aligned} l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(116,006.6)(24.45) / 72(7,200)]^{1/3} \end{aligned}$$

$$l_\Delta = 26.0 \text{ cm}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-47b, se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$= [18,011(116,006.6)(27.16) / 8((7,200))]^{1/4}$$

$$l_{\Delta} = 31.5 \text{ cm}$$

Resumen para revestimiento de plyform.

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre studs es: 24.0 cm.

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre studs es: 22.6 cm.

Para la deflexión, el claro máximo entre studs es: 26.0 cm.

Para este diseño, los esfuerzos normales gobiernan la longitud máxima del claro en el plyform. Por lo tanto, los Studs pueden colocarse a distancias de 22.6 cm o menor.

B4- Determinación del espacio total libre en el plywood.

Conforme al espaciamiento total libre en el plywood, se determinará la separación de centro a centro entre Studs. Para ello, se procede de la siguiente manera:

El número de claros a lo largo del plyform será:

$$n = \frac{50}{22.6} = 2.2 \approx 3$$

De la Ec. 3-52, el espacio total libre en el plyform será:

$$\begin{aligned} S &= L + 3e/10 - [(n + 1) * d] \\ &= 50 + 3(18)/10 - [(3 + 1) * 8.89] \end{aligned}$$

$$S = 20.14 \text{ cm}$$

Por tanto, la longitud entre Studs, será determinada a partir de la Ec. 3-53:

$$\begin{aligned} l &= S/n + d \\ &= 20.14/3 + 8.89 \end{aligned}$$

$$l = 15.6 \text{ cm}$$

La distribución entre Studs de manera uniforme a lo largo del plyform, se presenta en la Figura 3-6.

De lo anterior, se obtiene que los Studs deberán espaciarse a cada 15.6 cm de centro a centro

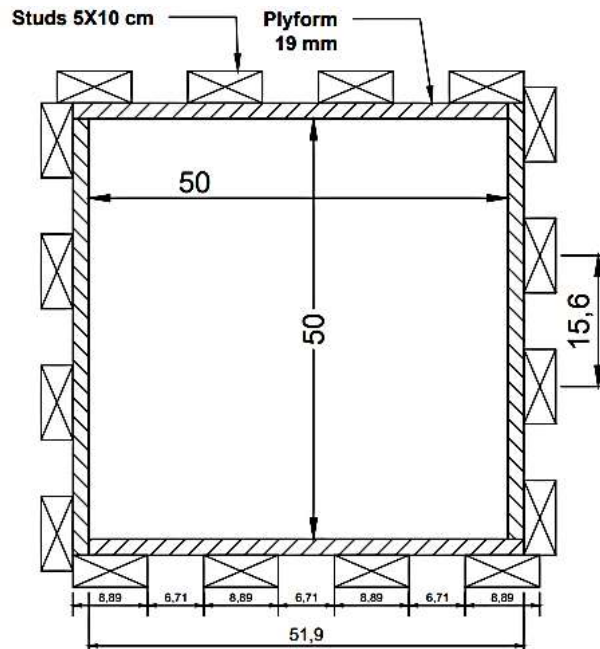


Figura 3-6. Distribución de miembros de madera para encofrados de columnas. Peurifoy, (2011).

B5- Determinación de la separación entre abrazaderas en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Propiedades físicas de los Studs (Pino N°2, 5X10 cm):

Ancho efectivo, $b = 3.81$ cm

Peralte efectivo, $d = 8.89$ cm

Momento de inercia, $I_y = 41.0$ cm⁴

Módulo de sección, $S_y = 21.5$ cm³

Propiedades mecánicas de los Studs (Pino N°2, 5X10 cm):

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1.25 (100.0) = 125.0$ Kg/cm².

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 1.25 (10.0) = 12.5$ Kg/cm².

Módulo de elasticidad, $E = 112,491.9 \text{ Kg/cm}^2$.

B5a- Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Para el análisis de los Studs, se deberá considerar las cargas linealmente distribuidas actuantes a lo largo de cada uno de ellos, mediante la separación entre éstos (previamente determinada) y la presión ejercida por el concreto:

$$\begin{aligned}w &= P_{max} \cdot l \\ &= 7,200 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.156\text{m} \\ \mathbf{w} &= \mathbf{1,123.2 \text{ Kg/m}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(125.0)(21.5) / 1,123.2]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{48.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los studs, de la Ec. 3-25a.

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_sbd / 3w + 2d \\ &= 320(12.5)(8.89)(3.81) / 3(1,123.2) + 2(3.81) \\ \mathbf{l_v} &= \mathbf{47.8 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos debidos a deflexión en los studs.

Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-26a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(112,491.9)(41.0) / 72(1,123.2)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{54.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-26b se tiene:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(112,491.9)(41.0) / 8(1,123.2)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{55.1 \text{ cm}}\end{aligned}$$

B5b- Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Ya que, las presiones actuantes en el tercio medio de la columna serán 2/3 de la presión total, la carga lineal actuante sobre cada Stud en el tramo medio será:

$$\begin{aligned}w &= 2(P_{max})/3 \cdot l \\ &= 2(7,200)/3 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.156\text{m} \\ w &= \mathbf{748.8 \text{ Kg/m}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(125.0)(21.5) / 748.8]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{59.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los studs, de la Ec. 3-25a.

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_sbd / 3w + 2d \\ &= 320(12.5)(8.89)(3.81) / 3(748.8) + 2(3.81) \\ l_v &= \mathbf{67.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos debidos a deflexión en los studs.

Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-26a, se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$= [2,905(112,491.9)(41.0) / 72(748.8)]^{1/3}$$

$$l_{\Delta} = 62.9 \text{ cm}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-26b se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

$$= [18,011(112,491.9)(41.0) / 8(748.8)]^{1/4}$$

$$l_{\Delta} = 61.0 \text{ cm}$$

B5c- Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Las presiones ejercidas en el tercio superior serán iguales a 1/3 de las presiones totales, por tanto, la carga lineal actuante a lo largo de cada Stud en el tramo superior, se podrá calcular de la siguiente manera:

$$w = 2(P_{max})/3 \cdot l$$

$$= 1(7,200)/3 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.156\text{m}$$

$$w = 374.5 \text{ Kg/m}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs, de la Ec. 3-24:

$$l_b = [1,000F_bS / w]^{1/2}$$

$$= [1,000(125.0)(21.5) / 374.5]^{1/2}$$

$$l_b = 84.7 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los studs, de la Ec. 3-25a.

$$l_v = 320F_sbd / 3w + 2d$$

$$= 320(12.5)(8.89)(3.81) / 3(374.5) + 2(3.81)$$

$$l_v = 128.2 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos debidos a deflexión en los studs.

Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, de la Ec. 3-26a, se tiene:

$$\begin{aligned} l_{\Delta} &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(112,491.9)(41.0) / 72(374.5)]^{1/3} \end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = 79.2 \text{ cm}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-26b se tiene:

$$\begin{aligned} l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(112,491.9)(41.0) / 8(374.5)]^{1/4} \end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = 72.6 \text{ cm}$$

B6- Separación entre abrazaderas en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

Una vez obtenida la separación máxima entre abrazaderas en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs, procederemos a determinar la separación máxima entre abrazaderas en función de las propiedades de las mismas, como se muestra:

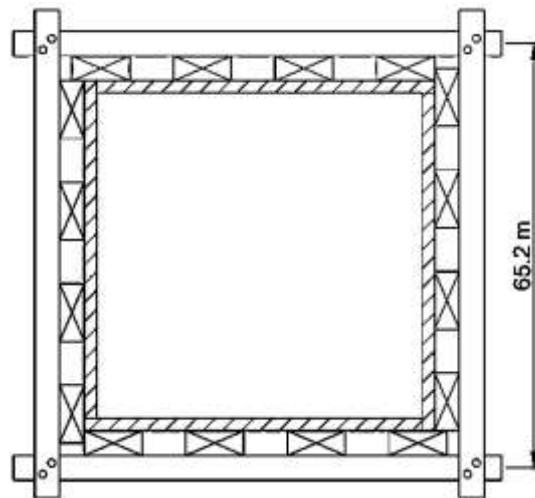


Figura 3-7. Sistema de abrazaderas con varillas, para dar confinamiento al encofrado de columnas. Peurifoy, (2011)

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Para proceder a analizar la separación admisible entre abrazaderas, en función a la separación entre varillas a lo largo de los miembros de las abrazaderas, se debe conocer la separación entre varillas. Dicha separación, se determina mediante la Ec. 3-54:

$$y = L + \frac{2e}{10} + 2b_1 + b_2$$

Donde:

y: distancia de eje a eje entre clavos, cm.

L: ancho de la columna de concreto, cm.

e: espesor del revestimiento a utilizar, mm.

b_1 : ancho de los Studs, cm.

b_2 : ancho de las abrazaderas, cm.

Evaluando términos en la ecuación 3-54, se tiene:

$$y = 50 + \frac{2(19)}{10} + 2(3.81) + 8.89$$

$$y = 70.3 \text{ cm}$$

Propiedades físicas de las abrazaderas (Pino N°2, 10X10 cm):

Ancho efectivo, $b = 8.89 \text{ cm}$

Peralte efectivo, $d = 8.89 \text{ cm}$

Momento de inercia, $I_x = 520.3 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x = 117.2 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de las abrazaderas (Pino N°2, 5X10 cm):

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1.25 (100.0) = 125.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 1.25 (10.0) = 12.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 112,491.9 \text{ Kg/cm}^2$.

B6a- Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas bajo esfuerzos normales, de la Ec. 3-56.

$$\begin{aligned}l_b &= 80,000F_bS/y^2P_{max} \\ &= 80,000(125.0)(117.2)/70.3^2(7,200)\end{aligned}$$

$$l_b = 32.9 \text{ cm}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas por cortante, de la Ec. 3-57.

$$\begin{aligned}l_v &= 40,000F_vdb/3P_{max}(y - 2d) \\ &= 40,000(12.5)(8.89)(8.89)/3(7,200)(70.3 - 2(8.89))\end{aligned}$$

$$l_v = 34.8 \text{ cm}$$

- Para $\Delta = y/360$ en mm, de la Ec. 3-59a:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 6,400EI/3P_{max}y^3 \\ &= 6,400(112,491.2)(520.3)/3(7,200)(70.3^3)\end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = 49.9 \text{ cm}$$

- Para $\Delta = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-59b:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 119,040EI/P_{max}y^4 \\ &= 119,040(112,491.2)(520.3)/(7,200)(70.3^4)\end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = 39.6 \text{ cm}$$

B6b- Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

La presión ejercida en el tercio medio de la columna será:

$$\begin{aligned}P &= 2(P_{max})/3 \\ &= 2(7,200)/3 \\ &= 4,800\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas bajo esfuerzos normales, de la Ec. 3-56.

$$\begin{aligned}l_b &= 80,000F_b S/y^2 P \\ &= 80,000(125.0)(117.2)/70.3^2(4,800)\end{aligned}$$

$$l_b = 49.4 \text{ cm}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas por cortante, de la Ec. 3-57.

$$\begin{aligned}l_v &= 40,000F_v db/3P(y - 2d) \\ &= 40,000(12.5)(8.89)(8.89)/3(4,800)(70.3 - 2(8.89))\end{aligned}$$

$$l_v = 52.3 \text{ cm}$$

- Para $\Delta = y/360$ en mm, de la Ec. 3-59a:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= 6,400EI/3Py^3 \\ &= 6,400(112,491.2)(520.3)/3(4,800)(70.3^3)\end{aligned}$$

$$l_\Delta = 74.8 \text{ cm}$$

- Para $\Delta = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-59b:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= 119,040EI/Py^4 \\ &= 119,040(112,491.2)(520.3)/(4,800)(70.3^4)\end{aligned}$$

$$l_\Delta = 59.4 \text{ cm}$$

B6c- Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

La presión ejercida en el tercio medio de la columna será:

$$\begin{aligned}P &= (P_{max})/3 \\ &= (7,200)/3 \\ &= 2,400\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas bajo esfuerzos normales, de la Ec. 3-56.

$$\begin{aligned}l_b &= 80,000F_b S/y^2 P \\ &= 80,000(125.0)(117.2)/70.3^2(2,400)\end{aligned}$$

$$l_b = \mathbf{98.8 \text{ cm}}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas por cortante, de la Ec. 3-57.

$$\begin{aligned}l_v &= 40,000F_v db/3P(y - 2d) \\ &= 40,000(12.5)(8.89)(8.89)/3(2,400)(70.3 - 2(8.89))\end{aligned}$$

$$l_v = \mathbf{104.5 \text{ cm}}$$

- Para $\Delta = y/360$ en mm, de la Ec. 3-59a:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 6,400EI/3Py^3 \\ &= 6,400(112,491.2)(520.3)/3(2,400)(70.3^3)\end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = \mathbf{149.7 \text{ cm}}$$

- Para $\Delta = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-59b:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 119,040EI/Py^4 \\ &= 119,040(112,491.2)(520.3)/(2,400)(70.3^4)\end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = \mathbf{118.8 \text{ cm}}$$

Se observa que en los pasos 4 y 5, se procedió a determinar el espaciamiento entre abrazaderas bajo dos criterios distintos. Esto con la finalidad de garantizar que se seleccione un espaciamiento adecuado entre abrazaderas, el cual sea capaz de cumplir con el claro máximo admisible a lo largo de los Studs y que, a su vez, sea capaz de soportar las presiones ejercidas en cada abrazadera para la separación seleccionada.

Es por ello que, para cada tercio de la columna, se deberá seleccionar el menor valor considerando los resultados obtenidos en los pasos 4 y 5, como se muestra:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Separación máxima para el tercio inferior: 32.9 cm (paso 5)

Separación máxima para el tercio medio: 49.4 cm (paso 5)

Separación máxima para el tercio superior: 72.6 cm (paso 4)

Se observa que, las separaciones entre abrazaderas para el tercio inferior y medio estarán limitadas por las propiedades de las abrazaderas. Por otra parte, la separación entre abrazaderas para el tercio superior, estará limitada por las propiedades de los Studs.

Es por lo anterior que se deberá tener sumo cuidado a la hora de analizar la separación entre abrazaderas, ya que se deberá garantizar que todos los elementos que conforman al encofrado son capaces de soportar el dimensionamiento seleccionado y que el sistema no fallará debido a una mala selección de valores.

De lo anterior, se puede afirmar que:

- ✓ La separación entre abrazaderas para el tercio inferior será de 30 cm.
- ✓ La separación entre abrazaderas para el tercio medio será de 45 cm.
- ✓ La separación entre abrazaderas para el tercio superior será de 70 cm.

B8- Calculando la fuerza axial del puntal de madera ejercida por la fuerza del viento

- ✓ Fuerza horizontal aplicada.

De la Tabla 2-17 se obtiene que, para la altura del encofrado, se aplicará una carga lineal producida por el viento de 149.0 Kg/m. De la Ec. 2-8:

$$\begin{aligned}F_H &= H * S_4 \\ &= 149.0 * 0.50 \\ \mathbf{F_H} &= \mathbf{74.5 Kg}\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

✓ Longitud requerida del puntal. De la Ec. 2-9:

$$z = \sqrt{(x)^2 + (y)^2}$$

$$= \sqrt{(1.50)^2 + (2.40)^2}$$

$$z = \mathbf{2.80\ m}$$

✓ Fuerza axial soportada por cada puntal. De la Ec. 2-10:

$$F_{ax} = F_H(z/x)$$

$$= 74.5(2.8/1.5)$$

$$F_{ax} = \mathbf{139.0\ Kg}$$

Cada puntal deberá soportar una carga de 140.0 kg a una extensión de 2.80 m. Se recomienda que a partir de estos datos el proyectista pueda seleccionar el puntal ideal, capaz de soportar dichas cargas para la longitud requerida. Se recuerda que, al igual que en encofrados de muros, en sistemas de encofrados para columnas, los puntales únicamente tendrán la función de aplomar las estructura, serán las abrazaderas las encargadas de confinar el concreto fresco en todo momento.

B8- Resumen de resultados.

Elemento	Tamaños nominales y espaciamiento
Revestimiento	Plyform de 19 mm de espesor
Studs	Pino 5X10 cm, grado N°2. A cada 15.6 centímetros, medido de centro a centro
Abrazaderas	Pino 10X10 cm, grado N°2. A cada 30 cm en el tercio inferior, 45 cm en el tercio medio y 70 cm en el tercio superior.
Puntales	Longitud mínima de 2.8 m, con capacidad de carga mínima de 140.0 Kg a dicha longitud.

Tabla 3-4. Resumen de diseño, encofrado de columnas mediante madera aserrada. Reyes, (2020)

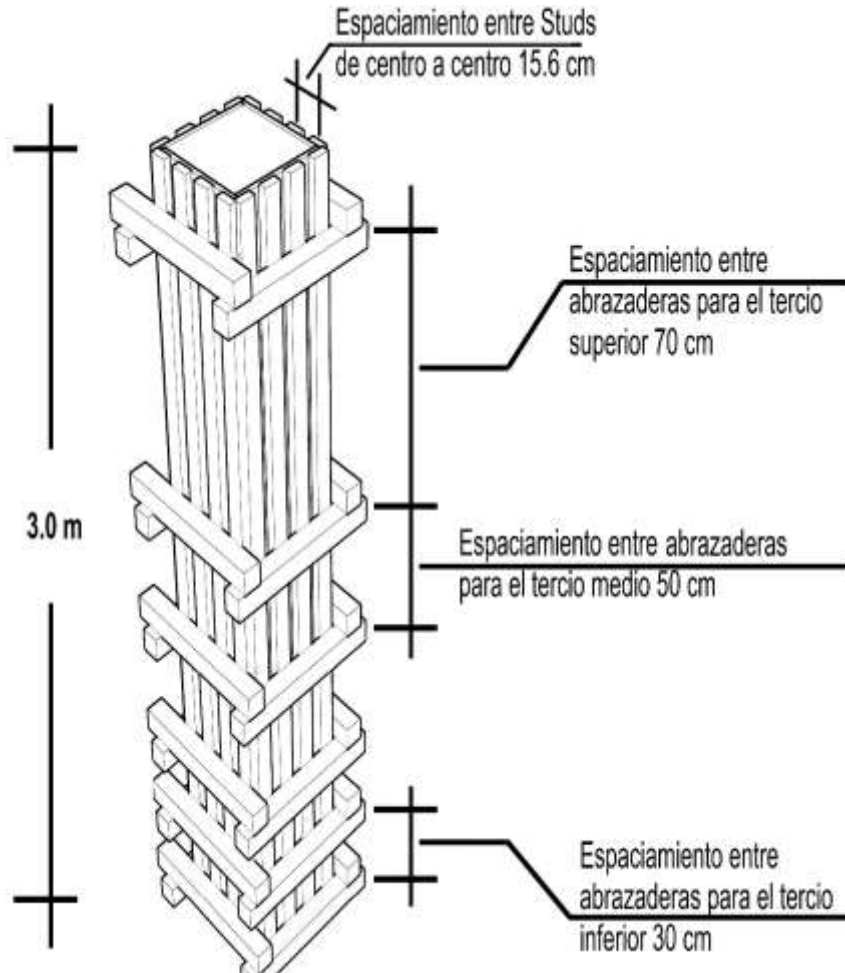


Figura 3-8. Distribución entre Studs y abrazaderas para el encofrado de columnas dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020)

3.8.B.2. Ejemplo de encofrados de columnas mediante el sistema de vigas H20.

Características del encofrado:

Se tiene una columna de 3.60 metros de altura, con sección transversal rectangular 60X40 cm. El concreto con peso específico de 2,400 Kg/m³ y cemento tipo I sin retardante y a 23°C de temperatura, será bombeado mediante un caudal de salida de 1.5 m³/h. Para la construcción del encofrado se propone utilizar el sistema de vigas H20 y para el revestimiento, plyform clase I de 22 mm de espesor. Se pretende utilizar un puntal por cada rostro, apoyado a la altura máxima de la columna y a 2.0 m a nivel de piso. Mediante los datos

proporcionados, realice el diseño de cada uno de los elementos que compondrá al sistema de encofrados para la columna en cuestión.

B1- Cálculo de la tasa de llenado del encofrado.

Volumen para 1m de altura en el encofrado:

$$V = 1\text{m} * \text{Ancho1} * \text{Ancho2}$$

$$V = (1 * 0.40 * 0.60) \text{ m}^3 = 0.24 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$R = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{h}}{0.24 \text{ m}^3/\text{m}}$$

$$R = 6.25 \text{ m/h}$$

Ya que la tasa de llenado será mayor a 4.5 m/h, se considerará que el concreto ejercerá una presión hidrostática completa sobre el encofrado.

B2- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

$$\begin{aligned} P_{max} &= w \cdot h \\ &= (2,400 \text{ Kg/m}^3) \cdot (3.6) \end{aligned}$$

$$P_{max} = 8,640 \text{ Kg/m}^2$$

B3- Separación entre Studs de centro a centro para $L_1= 60$ cm.

Propiedades físicas del plyform de 22 mm de espesor, de la clase I:

Momento de inercia, $I= 40.4 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $Se= 31.4 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $I_b/Q = 180.96 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas del plyform de 22 mm de espesor, de la clase I:

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1.25 (135.7) = 169.6 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 1.25 (5.1) = 6.4 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 116,006.6 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales en el plywood, de la Ec. 3-30:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(169.6)(31.4)/8,640]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{24.8 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes en el plywood, de la Ec. 3-38:

$$\begin{aligned}l_s &= 167 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 167 (6.4) (180.96) / 8,640 \\ l_s &= \mathbf{22.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos debidos a deflexión en el plywood.

- Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, de la Ec. 3-47a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(116,006.6)(40.4) / 72(8,640)]^{1/3} \\ l_\Delta &= \mathbf{28.0 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-47b, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011 (116,006.6)(40.4) / 8(8,640)]^{1/4} \\ l_\Delta &= \mathbf{33.2 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para el revestimiento de plyform:

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre studs es: 24.8 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre studs es: 22.4 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre studs es: 28.0 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible es de 22.4 cm. Mediante el paso 4, determinaremos el claro a utilizar entre Studs, en función del espaciamiento total libre en el plywood.

B4- Determinación de la separación entre Studs para $L_1=60$ cm, en función del espaciamiento total libre en el revestimiento.

El espacio total libre en el plywood se determina de la siguiente manera:

El número de claros a lo largo del plyform será:

$$n = \frac{60}{22.4} = 2.7 \approx 3$$

De la Ec. 3-52, el espacio total libre en el plyform será:

$$\begin{aligned} S &= L + \frac{3e}{10} - [(n + 1) * d] \\ &= 60 + \frac{3(22)}{10} - [(3 + 1) * 8] \\ \mathbf{S} &= \mathbf{34.6 \text{ cm}} \end{aligned}$$

De lo anterior, se procede a determinar la separación de centro a centro entre Studs:

$$\begin{aligned} l &= S/n + d \\ &= 34.6/3 + 8.0 \\ \mathbf{l} &= \mathbf{19.5 \text{ cm}} \end{aligned}$$

El valor obtenido es menor que la separación máxima admisible calculada en el apartado anterior, por tanto, el valor de 15.6 cm puede ser utilizado como el espaciamiento entre Studs de centro a centro.

B3- Separación entre Studs de centro a centro para $L_2= 40$ cm.

Ya que el rostro L_2 de la columna es de 40 cm, se tiene:

Propiedades físicas del plyform de 22 mm de espesor, de la clase I:

Momento de inercia, $I = 40.4 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $S_e = 31.4 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $I_b/Q = 593.8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades físicas del plyform de 22 mm de espesor, de la clase I:

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1.25 (135.7) = 169.6 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 1.25 (5.1) = 6.4 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 116,006.6 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos normales, de la Ec 3-29:

$$\begin{aligned} \text{Para uno o dos claros, } l_b &= [800F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [800(169.6)(31.4)/8,640]^{1/2} \end{aligned}$$

$$l_b = 22.2 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos cortantes, de la Ec 3-37:

$$\begin{aligned} \text{Para dos claros, } l_s &= 160 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 160 (6.4) (180.96) / 8,640 \end{aligned}$$

$$l_s = 21.4 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre Studs en función de los esfuerzos debidos a deflexión en el plyform:

- De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Para } \Delta_d = l/360, l_\Delta &= [925EI / 18w_d]^{1/3} \\ &= [925(116,006.6)(40.4) / 18(8,640)]^{1/3} \end{aligned}$$

$$l_\Delta = 30.3 \text{ cm}$$

- De la Ec. 3-46b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_{\Delta} &= [5,735EI / 2w_d]^{1/4} \\ &= [5,735 (116,006.6)(40.4) / 2(8,640)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{35.3 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Resumen para el revestimiento de plyform:

Para los esfuerzos normales, el claro máximo entre studs es: 22.2 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre studs es: 21.4 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre studs es: 30.3 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible es de 21.4 cm, a continuación, se procede a determinar el espaciamiento a utilizar y compararemos si se encuentra dentro del rango admisible.

B4- Determinación de la separación entre Studs para $L_2=40 \text{ cm}$, en función del espaciamiento total libre en el revestimiento.

El espacio total libre en el plywood se determina de la siguiente manera:

El número de claros a lo largo del plyform será:

$$n = \frac{40}{21.4} = 1.87 \approx 2$$

De la Ec. 3-52, el espacio total libre en el plyform será:

$$\begin{aligned} S &= L + \frac{3e}{10} - [(n + 1) * d] \\ &= 40 + \frac{3(22)}{10} - [(2 + 1) * 8] \\ S &= \mathbf{22.6 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Por lo tanto, la separación de centro a centro entre Studs será:

$$l = S/n + d$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$= 22.6/2 + 8.0$$

$$l = 19.3 \text{ cm}$$

El resultado obtenido es menor que la separación máxima admisible calculada en el apartado 6, por lo tanto, puede utilizarse una separación entre studs de 19.3 cm.

B5- Determinando la separación entre abrazaderas en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

De los cálculos anteriores, puede determinarse que la cara L_1 de la columna, tiene una mayor separación entre Studs, por tanto, utilizaremos dicha separación para calcular la separación máxima entre abrazaderas:

Determinando la carga uniforme actuante a lo largo de cada Stud:

$$\begin{aligned} w &= P_{max} \cdot l \\ &= 8,640 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.195\text{m} \\ w &= 1,684.8 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Propiedades físicas de los Studs (Vigas H20):

Ancho efectivo, $b= 8 \text{ cm}$

Peralte efectivo, $d= 20 \text{ cm}$

Momento de inercia, $I_x= 4,610 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x= 400 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de los Studs (Vigas H20):

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 110.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 25.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Compresión admisible perpendicular a las vetas: 94.4 Kg/cm^2

Módulo de elasticidad, $E = 101,971.6 \text{ Kg/cm}^2$.

B5a- Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S / w]^{1/2} \\ &= [1,000(110.5)(400) / 1,684.8]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{162.0 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los Studs, de la Ec. 3-25a:

$$\begin{aligned}l_v &= 179,165.4/w \\ &= 179,165.4/1,684.8 \\ &= \mathbf{106.3 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos debidos a deflexión en Studs

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-26a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,971.6)(4,610) / 72(1,684.8)]^{1/3} \\ l_\Delta &= \mathbf{224.1 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-26b se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,971.6)(4,610) / 8(1,667.5)]^{1/4} \\ l_\Delta &= \mathbf{158.3 \text{ cm}}\end{aligned}$$

B5b- Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Ya que, las presiones actuantes en el tercio medio de la columna serán 2/3 de la presión total, la carga lineal actuante sobre cada Stud en el tramo medio será:

$$\begin{aligned}w &= 2(P_{max})/3 \cdot l \\ &= 2(8,640)/3 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.195\text{m}\end{aligned}$$

$$w = 1,123.2 \text{ Kg/m}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(110.5)(400) / 1,123.2]^{1/2}\end{aligned}$$

$$l_b = 198.4 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los Studs, de la Ec. 3-25a:

$$\begin{aligned}l_v &= 179,165.4/w \\ &= 179,165.4/1,123.2 \\ &= 159.5 \text{ cm}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos debidos a deflexión en Studs

- Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, de la Ec. 3-26a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,971.6)(4,610) / 72(1,123.2)]^{1/3}\end{aligned}$$

$$l_\Delta = 256.6 \text{ cm}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-26b se tiene:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,971.6)(4,610) / 8(1,123.2)]^{1/4} \\ \mathbf{l_{\Delta} &= 175.2 \text{ cm}}\end{aligned}$$

B5c- Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Las presiones ejercidas en el tercio superior serán iguales a 1/3 de las presiones totales, por tanto, la carga lineal actuante a lo largo de cada Stud en el tramo superior, se podrá calcular de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}w &= (P_{max})/3 \cdot l \\ &= (8,640)/3 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.195\text{m}\end{aligned}$$

$$\mathbf{w = 561.6 \text{ Kg/m}}$$

✓ *Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos normales en los Studs, de la Ec. 3-24:*

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(110.5)(400) / 561.6]^{1/2}\end{aligned}$$

$$\mathbf{l_b = 280.5 \text{ cm}}$$

✓ *Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos cortantes en los Studs, de la Ec. 3-25a:*

$$\begin{aligned}l_v &= 179,165.4/w \\ &= 179,165.4/561.6 \\ &= \mathbf{319.2 \text{ cm}}\end{aligned}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

✓ *Separación entre abrazaderas en función de los esfuerzos debidos a deflexión en Studs*

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-26a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,971.6)(4,610) / 72(561.6)]^{1/3}\end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = \mathbf{323.2 \text{ cm}}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-26b se tiene:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,971.6)(4,610) / 8(561.6)]^{1/4}\end{aligned}$$

$$l_{\Delta} = \mathbf{208.3 \text{ cm}}$$

Ahora, procederemos a analizar las propiedades de las abrazaderas para las condiciones dadas y posteriormente, compararemos los criterios que gobiernan este diseño.

B6- Separación entre abrazaderas en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

Una vez obtenida la separación máxima entre abrazaderas en función a las propiedades físicas y mecánicas de los Studs, procederemos a determinar la separación máxima entre abrazaderas en función de las propiedades de las mismas, como se muestra:

Propiedades Físicas de los rieles de acero:

Ancho efectivo, $b= 5 \text{ cm}$

Peralte efectivo, $d= 10 \text{ cm}$

Momento de inercia, $I_x= 412.0 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x= 82.4 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de los rieles de acero:

Esfuerzos normales admisibles, $F_b = 1,522.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 1,525.2 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 2,040,000 \text{ Kg/cm}^2$.

La separación entre varillas a lo largo de los rieles para el rostro de 60 cm de la columna, se obtiene de la Ec. 3-55:

$$\begin{aligned}y &= L + \frac{2e}{10} + 2p + 1.60 \\ &= 60 + 2(22)/10 + 2(20) + 1.60 \\ \mathbf{y} &= \mathbf{106 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Considerando el rostro de la columna de mayor dimensión (ya que será el que proveerá de un mayor claro a lo largo del riel), se procede a determinar la separación admisible entre abrazaderas, según la separación entre Varillas.

B6a- Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas bajo esfuerzo normal, de la Ec. 3-56.

$$\begin{aligned}l_b &= 80,000F_bS/y^2P_{max} \\ &= 80,000(1,522.1)(82.4)/(106)^2(8,640) \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{103.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas por cortante, de la Ec. 3-57.

$$\begin{aligned}l_v &= 180,850,320/P_{max}y \\ &= 180,850,320/(8,640 \cdot 106) \\ \mathbf{l_v} &= \mathbf{197.5 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación admisible entre abrazaderas por deflexión.

- Para $\Delta = y/360$ en mm, de la Ec. 3-59a:

$$l_{\Delta} = 6,400EI/3P_{max}y^3$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$= 6,400(2,040,000)(412)/3(8,640)(106)^3$$

$$l_{\Delta} = 174.2 \text{ cm}$$

- Para $\Delta = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-59b:

$$l_{\Delta} = 119,040EI/P_{max}y^4$$

$$= 119,040(2,040,000)(412)/(8,640)(106)^4$$

$$l_{\Delta} = 91.7 \text{ cm}$$

B6b- Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

La presión ejercida en el tercio medio de la columna será:

$$P = 2(P_{max})/3$$

$$= 2(8,640)/3$$

$$= 5,760 \text{ Kg/m}^2$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas bajo esfuerzo normal, de la Ec. 3-56.

$$l_b = 80,000F_bS/y^2P_{max}$$

$$= 80,000(1,522.1)(82.4)/(106)^2(5,760)$$

$$l_b = 155.0 \text{ cm}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas por cortante, de la Ec. 3-58.

$$l_v = 180,850,320/P_{max}y$$

$$= 180,850,320/(5,760 \cdot 106)$$

$$l_v = 296.2 \text{ cm}$$

- ✓ Separación admisible entre abrazaderas por deflexión.

- Para $\Delta = y/360$ en mm, de la Ec. 3-59a:

$$l_{\Delta} = 6,400EI/3P_{max}y^3$$

$$= 6,400(2,040,000)(412)/3(5,760)(106)^3$$

$$l_{\Delta} = 261.4 \text{ cm}$$

- Para $\Delta = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-59b:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 119,040EI/P_{max}y^4 \\ &= 119,040(2,040,000)(412)/(5,760)(106)^4 \\ l_{\Delta} &= \mathbf{137.6 \text{ cm}}\end{aligned}$$

B6c- Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función de sus propiedades físicas y mecánicas.

La presión ejercida en el tercio medio de la columna será:

$$\begin{aligned}P &= P_{max})/3 \\ &= (8,640)/3 \\ &= \mathbf{2,880 \text{ Kg/m}^2}\end{aligned}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas bajo esfuerzo normal, de la Ec. 3-56.

$$\begin{aligned}l_b &= 80,000F_bS/y^2P_{max} \\ &= 80,000(1,522.1)(82.4)/(106)^2(2,880) \\ l_b &= \mathbf{310.1 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación máxima entre abrazaderas por cortante, de la Ec. 3-58.

$$\begin{aligned}l_v &= 180,850,320/P_{max}y \\ &= 180,850,320/(2,880 \cdot 106) \\ l_v &= \mathbf{592.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación admisible entre abrazaderas por deflexión.

- Para $\Delta = y/360$ en mm, de la Ec. 3-59a:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 6,400EI/3P_{max}y^3 \\ &= 6,400(2,040,000)(412)/3(2,880)(106)^3 \\ l_{\Delta} &= \mathbf{522.7 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- Para $\Delta = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-59b:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= 119,040EI/P_{max}y^4 \\ &= 119,040(2,040,000)(412)/(2,880)(106)^4 \\ l_{\Delta} &= \mathbf{275.2 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Se observa que en los pasos 7 y 8, se procedió a determinar el espaciamiento entre abrazaderas bajo dos criterios distintos. Esto con la finalidad de garantizar que se seleccione un espaciamiento adecuado entre abrazaderas, el cual sea capaz de cumplir con el claro máximo admisible a lo largo de los Studs y que, a su vez, sea capaz de soportar las presiones ejercidas en cada abrazadera para la separación seleccionada.

Es por ello que, para cada tercio de la columna, se deberá seleccionar el menor valor considerando los resultados obtenidos en los pasos 7 y 8, como se muestra:

Separación máxima para el tercio inferior: 91.7 cm (paso B6a)

Separación máxima para el tercio medio: 137.6 cm (paso B6b)

Separación máxima para el tercio superior: 208.4 cm (paso B5c)

De lo anterior, se observa que, las separaciones entre abrazaderas para el tercio inferior y medio estarán limitadas por las propiedades de las abrazaderas. Por otra parte, la separación entre abrazaderas para el tercio superior, estará limitada por las propiedades de los Studs.

Por tanto, para efectos de simplificar el proceso constructivo, se seleccionan los siguientes valores para la separación entre abrazaderas para cada tercio de la columna en cuestión:

- ✓ La separación entre abrazaderas para el tercio inferior será de 90 cm.
- ✓ La separación entre abrazaderas para el tercio medio será de 135 cm.
- ✓ La separación entre abrazaderas para el tercio superior será de 205 cm.

B7- Determinación de la fuerza aplicada en cada varilla en las abrazaderas.

Para el rostro de mayor dimensión, considerando la condición más desfavorable, es decir, el tercio inferior, donde se aplican las presiones máximas, se procede a calcular la fuerza a tracción que deberá soportar cada varilla, de la Ec. 3-60 se tiene:

- Para el rostro $L_1=60\text{cm}$

$$\begin{aligned} V &= [P_{max}lL]/20,000 \\ &= [(8,640)(90)(60)]/20,000 \end{aligned}$$

$$V = 2,332.8 \text{ Kg}$$

Para la condición más desfavorable, la varilla roscada N°5 con capacidad admisible a la tracción de 5,450 Kg es capaz de soportar las fuerzas transmitidas por las abrazaderas debidas a las presiones del concreto fresco.

B8- Calculando la fuerza axial del puntal de madera ejercida por la fuerza del viento

- ✓ Fuerza horizontal aplicada.

De la Tabla 2-17 se obtiene que, para la altura del encofrado, se aplicará una carga lineal debida al viento de 149.0 Kg/m. Para la condición más desfavorable:

$$\begin{aligned} F_H &= H * S_4 \\ &= 149.0 * 0.60 \end{aligned}$$

$$F_H = 89.4 \text{ Kg}$$

- ✓ Longitud requerida del puntal. De la Ec. 2-9.:

$$\begin{aligned} z &= \sqrt{(x)^2 + (y)^2} \\ &= \sqrt{(2.0)^2 + (3.6)^2} \end{aligned}$$

$$z = 4.10 \text{ m}$$

✓ Fuerza axial soportada por cada puntal. De la Ec. 2-10:

$$\begin{aligned} F_{ax} &= F_H(z/x) \\ &= 89.4(4.1/2.0) \end{aligned}$$

$$F_{ax} = 183.3 \text{ Kg}$$

B9- Resumen de resultados.

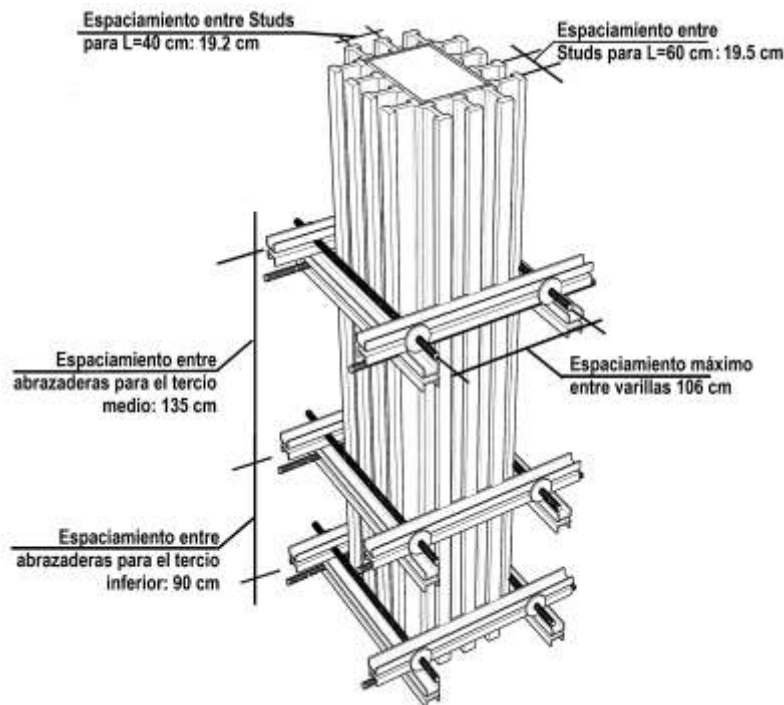


Figura 3-9. Distribución entre Studs y abrazaderas para el encofrado de columnas dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados], (2020)

La Figura 3-9, muestra la distribución de los elementos que conformarán al encofrado para la columna de sección rectangular 40cmX60cm. Puede apreciarse que, la distribución entre Studs será distinta para ambos rostros de la columna, ya que, para su distribución, se busca que exista simetría a lo largo de cada rostro. Es evidente notar que los espaciamientos mostrados no resultan prácticos a la hora de su ejecución en campo, debido a que se han considerado milímetros, pero su finalidad no es que se cumpla con exactitud en campo, sino más bien, que el trabajador pueda tener una medida de referencia y buscar la simetría entre Studs por tanteo en cada rostro de la columna, por lo que dichas

medidas indicadas en la figura, tendrán como finalidad ser un valor de referencia para el diseño de los demás miembros del encofrado. Por otra parte, la distribución entre abrazaderas no requerirá de una de éstas en el tercio superior de la columna, ya que el espacio disponible (1.35 m) será menor que el máximo admisible en el tercio superior (2.2 m), por tanto, no tendrá problemas para soportar dichas presiones sin ayuda de una abrazadera.

Elemento	Tamaños nominales y espaciamiento
Revestimiento	Plyform de 22 mm de espesor
Studs	Vigas H20, a cada 19.5 cm a lo largo del rostro de 60 cm de la columna y a cada 19.2 cm a lo largo del rostro de 40 cm.
Abrazaderas	Rieles de acero, a cada 90 cm en el tercio inferior, 135 cm en el tercio medio y 205 cm en el tercio superior.
Puntales	Longitud mínima de 4.1 m, con capacidad de carga mínima de 183.3 Kg a dicha longitud.

Tabla 3-5. Resumen de diseño, para encofrado de columnas mediante vigas H20. Reyes, (2020)

3.9. Diseño de encofrados de losas.

3.9.C.1. Proceso de diseño para encofrados de losas.

Las etapas que definen el diseño de encofrados de losas, son prácticamente idénticas al proceso de diseño para encofrados de muros, con la variante más notorias en los tipos de cargas a los cuales estarán sometidos. La Figura 3-10, muestra los elementos que compondrán a los sistemas de encofrados de losas. Las vigas secundarias (vigas de reparto), darán soporte al revestimiento, transmitiendo las cargas hacia las vigas primarias (vigas portantes), finalmente, serán éstas las encargadas de transmitir dichas cargas hacia el sistema de apuntalamiento, el cual, transferirá las cargas ejercidas hacia el piso.

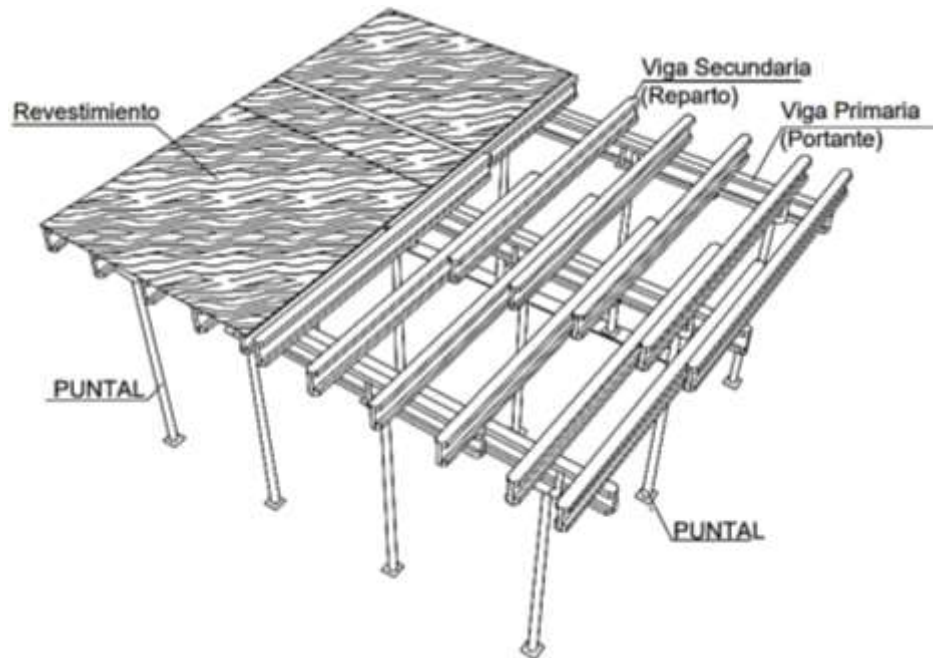


Figura 3-10. Componentes de un encofrado para losa de concreto. ARRECONSA, (2018)

Las etapas de diseño, se muestran a continuación:

C1- Cálculo de la carga de diseño ejercidas sobre el encofrado.

Para el cálculo de la carga de diseño en encofrados de losas, deberá tomarse en cuenta distintos tipos de fuerzas ejercidas sobre el sistema de encofrados.

Entre las cargas a considerar en el diseño se encuentran:

- ✓ La carga muerta debida al peso del concreto refuerzo de acero.
- ✓ El peso propio del encofrado.
- ✓ La carga debida al impacto del concreto producida durante el vertido del mismo.
- ✓ La carga viva de los trabajadores.

La carga debida al impacto del concreto sobre el encofrado, tal como se mencionó en la sección 2.4.6, dependerá del método de vertido a implementar.

Del ACI 347 SP-4, (2014), se establece:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Incrementar en un 10% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilice cualquier tipo de bomba.
- ✓ Incrementar en un 25% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilice tolva
- ✓ Incrementar en un 40% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilicen buggies de colado.

Una vez determinada la fuerza producida durante el proceso de vertido del concreto, se procede a determinar la carga de diseño. La cual está definida por:

$$P_{max} = C_M + C_I + C_V$$

C_M : compuesta por la carga muerta del sistema, en la que se encuentra el peso propio del concreto y el peso propio estimado del encofrado, que puede ser considerado como 27.0 Kg/m²

C_I : compuesta por la carga producida durante el impacto del concreto.

C_V : es la carga viva producida por los trabajadores por metro cuadrado, suele considerarse una carga viva de diseño de 245.0 kg/m²

C2- Determinación de la separación entre vigas secundarias que conformarán al encofrado de losas.

Una vez conocida la carga actuante sobre el encofrado, se procede a determinar la separación entre las vigas secundarias que conformarán al sistema de encofrados, en función de las propiedades físicas y mecánicas del revestimiento seleccionado para el encofrado.

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos normales en el plywood. De la Ec. 3-29.

$$l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos cortantes en el plywood. De la Ec. 3-37.

$$l_s = 167 F_s (Ib/Q)/w_s$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de las deflexiones de diseño producidas en el revestimiento.

De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-46b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

C3- Determinación de la separación entre vigas primarias que conformarán al encofrado de losas.

Antes de proceder a determinar la separación admisible entre las vigas primarias (portantes), en función a las propiedades físicas y mecánicas de las vigas secundarias (reparto), se debe proceder a determinar la carga linealmente distribuida sobre cada viga secundaria, para ello, se deberá multiplicar la carga de diseño determinada en el paso 1, por la separación entre vigas secundarias determinada en el paso 2, ($w = P_{max} * l/100$) y mediante dicho valor, se procederá a realizar los cálculos para determinar la separación admisible entre vigas primarias.

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos normales en las vigas secundarias. De la Ec. 22:

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos cortantes las vigas secundarias. De la Ec. 3-24:

$$l_v = 320F_s b d / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de las deflexiones de diseño en las vigas secundarias.

De la Ec. 3-25a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-25b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

C4- Comprobación de los esfuerzos ejercidos en los apoyos entre vigas secundarias y primarias.

En primer lugar, se determinará la fuerza aplicada en cada apoyo. Para ello, debemos multiplicar el área de influencia sobre la que actúa el concreto en cada apoyo (comprendida por la separación entre vigas secundarias “x” y la separación entre vigas primarias “y”), y dicha área, será multiplicada por la carga de diseño del paso 1. De la Ec. 3-48.

$$F = P_{max} * [x * y]$$

Una vez obtenida la fuerza aplicada en cada apoyo, procedemos a calcular el área de contacto en éstos, comprendida por el ancho de la sección transversal de la viga secundaria “b₁” y el ancho de la sección transversal de las vigas primarias “b₂”. De la Ec. 3-49:

$$A = [b_1 * b_2]$$

Con los valores obtenidos se procede a calcular el esfuerzo perpendicular a las vetas en los apoyos. De la Ec. 3-50:

$$f_{c\perp} = F/A$$

El valor obtenido de la Ec. 3-50, deberá ser menor a los esfuerzos compresivos perpendiculares a las vetas, obtenidos de la Tabla 2-2, o bien, a los esfuerzos compresivos correspondientes a las vigas H20 y riel de acero para el sistema de vigas H20.

C5- Determinación de separación puntales.

Una vez comprobados los esfuerzos compresores en los apoyos, procedemos a determinar el espaciamiento entre puntales a lo largo de las vigas primarias. Para ello, requeriremos de la carga lineal actuante a lo largo de éstas $w = P_{max} * l/100$, tal como se presentó al inicio del paso 3, pero usando la separación entre vigas primarias calculadas en el paso 3.

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos normales en las vigas primarias. De la Ec. 3-22:

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos cortantes en las vigas primarias. De la Ec. 3-24:

$$l_v = 320F_s b d / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos debido a deflexión en las vigas primarias.

De la Ec. 3-25a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-25b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

C6- Cálculo de la fuerza requerida para los puntales

- ✓ Área sobre la cual actúa el concreto fresco sobre cada puntal:

$$A = S_2 * S_3$$

S_2 : separación entre walers

S_3 : separación entre puntales.

- ✓ Fuerza aplicada sobre cada puntal:

$$F = P_{MAX} * A$$

Los pasos indicados en este punto son para el uso de puntales exclusivamente. Cuando se trabaje con marco de carga como sistema de apuntalamiento, el proceso de diseño a seguir tendrá ciertas variantes a partir del paso 3, como se muestra a continuación.

C7- Revisión de la separación entre vigas primarias y apuntalamiento.

Para la construcción de entresijos en edificaciones de múltiples niveles, es muy común observar el uso de marcos de carga para el sistema de apuntalamiento en encofrados de vigas H20 y similares, por tanto, el apartado 7 es de uso exclusivo para la implementación de marcos de carga como sistema de apuntalamiento. Las dimensiones comerciales de los marcos de carga, vistos en planta, suelen ser 1.20X2.10 m o 1.20X1.20 m, dichas dimensiones representarán la separación entre soportes. Ya que los espaciamientos entre patas (o soportes) no pueden ser regulados a valores distintos que los mencionados, se obliga al sistema de encofrados a espaciar las vigas primarias a 1.20 metros entre sí, y a los soportes a lo largo de las vigas primarias ya sea a 1.20 m ó 2.10 m. Sabiendo que, al hacer uso de dicho sistema de apuntalamiento se tendrán previamente establecidas las separaciones entre vigas primarias y soportes a lo largo de las vigas primarias, se procederá a evaluar mediante dichas separaciones, los esfuerzos que deberán soportar los distintos elementos que conformarán al encofrado de losas. Para este trabajo de graduación, se propone utilizar el sistema de marcos de carga únicamente con el sistema de vigas H20.

C7a- Revisión de vigas secundarias para un claro dado de 1.20m.

El espaciamiento entre vigas secundarias será calculado mediante lo previamente establecido en el paso 2, ya que su separación dependerá de la resistencia del revestimiento. Por tanto, dicho valor podrá ser determinado tal como se ha venido realizando frecuentemente.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Del mismo modo, deberá determinarse la carga lineal actuante a lo largo de las vigas secundarias mediante su espaciamiento, así: $w = P_{max} * l/100$

- ✓ Revisión de claros bajo esfuerzo normal a lo largo de los rieles. De la Ec. 3-60:

$$F_b = l_b^2 \cdot w/1000 \cdot S \quad \text{Ec. 3-61}$$

- ✓ Revisión de claros bajo esfuerzo cortante a lo largo de las vigas secundarias. De la Ec. 3-61:

$$F_s = (l_v - 2d)(3w)/320d \cdot b \quad \text{Ec. 3-62a}$$

- Para la viga H20, la revisión por cortante se determinará así:

$$F_s = 31wl/221,280 \quad \text{Ec. 3-61b}$$

- Para el riel de acero Doka Top50, la revisión por cortante se determinará así:

$$F_s = 45wl/395,520 \quad \text{Ec. 3-61c}$$

- ✓ Revisión de claros bajo deflexión a lo largo de las vigas secundarias. De la Ec. 3-62:

$$\Delta = l^4(w)/14,525EI \quad \text{Ec. 3-63}$$

Deflexión admisible menor a $l/360$, pero en ningún caso mayor a 1.55 mm.

C7b- Revisión de vigas primarias para un claro ya sea de 1.20 o 2.1 m.

Para losas de concreto con peraltes menores a 20 cm, se usarán marcos de carga con abertura de 2.10 m y para losas que se encuentren entre 20 y 40 cm, se usarán marcos de carga con apertura de 1.20 m.

La carga linealmente distribuida a lo largo de las vigas primarias se determinará del mismo modo, mediante la separación entre walers determinada en el paso 7a, así: $w = P_{max} * l/100$.

- ✓ Revisión de claros bajo esfuerzo normal a lo largo de los rieles. De la Ec. 3-60:

$$F_b = l_b^2 \cdot w/1000 \cdot S$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Revisión de claros por cortante a lo largo de los rieles. De la Ec. 3-61:

$$F_s = (l_v - 2d)(3w)/640d \cdot b$$

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles, por deflexión. De la Ec. 3-62:

$$\Delta = l^4(w)/14,525EI$$

C7c- Determinación de la fuerza aplicada en las patas de los marcos de carga.

A partir de las separaciones entre soportes, se determinará la carga que deberá soportar cada pata del marco de carga. La capacidad de carga de cada pata rondar entre 4.5 Ton y 7 Ton, para torres de entre 1.20 y 12 metros.

Área de influencia sobre la cual actúa el concreto fresco:

$$A = (S_2) * (S_3)$$

Donde:

S_2 : separación entre walers, 1.20 o 2.10 metros.

S_3 : separación entre patas, 1.20 metros.

Por lo tanto, la fuerza aplicada sobre cada pata será:

$$F = P_{MAX} * A$$

3.9.C.1 Ejemplo de encofrados de losas mediante madera aserrada.

Se tiene un entrepiso de 3.60 m de altura, desde el nivel inferior de losa hasta el nivel de piso, la losa de concreto tiene 17.5 cm de espesor. El concreto a utilizar tendrá un peso específico de 2,400 Kg/m³ y el método de colado a utilizar será mediante tolva. Se pretende realizar el proceso de desencofrado 4 días después del colado ya que el proyectista previamente determinó que para dicho período el concreto ya habrá alcanzado el $0.75f'_c$. Realice el diseño del encofrado para la losa en condiciones húmedas, haciendo uso de pino de grado N°2 con sección 5X10 cm para las vigas secundarias y 10X15 cm para las vigas primarias, tanto para las vigas primarias y secundarias y para el revestimiento, considerar

plywood de 3/4" (19 mm) de espesor instalado perpendicularmente respecto a las vigas secundarias.

C1- Carga de diseño ejercida sobre el encofrado de losas.

Las cargas de diseño para el encofrado de esta losa, incluyen el peso muerto del concreto recién vertido y el acero de refuerzo, la carga muerta de los materiales del encofrado, la carga viva de los trabajadores y la carga debida al impacto del concreto durante el proceso de colado.

La carga del concreto sobre un metro cuadrado de plywood, se puede calcular de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Carga del concreto por metro cuadrado} &= 2,400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.175\text{m} \\ &= 420.0 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

La carga debida al impacto del concreto sobre el encofrado será:

$$\begin{aligned} \text{Carga debida al impacto del concreto} &= 420.0 \text{ Kg/m}^3 \times 0.25 \\ &= 105.0 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Previamente se había definido que la carga debida a los operadores se puede considerar como 245 kg/m² y la carga debida al peso propio del encofrado como 27 kg/m². Sabiendo lo anterior, se tiene:

- *Calculando la carga de diseño:*

$$\begin{aligned} &420.0 \text{ Kg/m}^2 \\ &+ 105.0 \text{ Kg/m}^2 \\ &+ 27.0 \text{ Kg/m}^2 \\ &+ 245.0 \text{ Kg/m}^2 \\ \hline P_{MAX} &= 797.0 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

C2- Determinación de la separación entre vigas secundarias.

Propiedades físicas del plywood de 19 mm de espesor, del grupo I:

Momento de inercia, $I = 26.9 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $S_e = 22.1 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante de Rolling shear, $I_b/Q = 143.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas plywood de 19 mm de espesor, del grupo I:

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 1.25 (83,7) = 104.6 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear, $F_s = 1.25 (3,1) = 3.88 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 105,460.5 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos normales en el plywood, de la Ec. 3-29:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS_e/w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(104.6)(22.1)/797.0]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{53.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos cortantes en el plywood, de la Ec. 3-37:

$$\begin{aligned}l_s &= 167 F_s (I_b/Q)/w_s \\ &= 167 (3.88) (143.0)/797.0 \\ \mathbf{l_s} &= \mathbf{116.1 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos debidos deflexión en el plywood.

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-46a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(105,460.5)(26.9) / 72(797.0)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{52.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, de la Ec. 3-46b, se tiene:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(105,460.5)(26.9) / 8(797.0)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= \mathbf{53.2 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para el plywood:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre vigas secundarias será= 53.9 cm.

Para cortante, el claro máximo entre vigas secundarias será= 116.1 cm.

Para la deflexión, la longitud máxima entre vigas secundarias será = 52.4 cm.

Para este diseño, el esfuerzo normal es quien gobierna la longitud máxima de los claros entre el plywood. Las vigas secundarias que dan soporte al plywood deben colocarse a un espacio que no sea mayor a 52.4 cm. Para efectos de facilitar el proceso constructivo, se utilizará una longitud de 50 cm.

C3- Determinación de la separación entre vigas primarias.

La carga lineal actuante a lo largo de cada viga secundaria se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}w &= P_{max} \cdot l \\ &= 797.0 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.5m \\ w &= \mathbf{398.5 \text{ Kg/m}}\end{aligned}$$

Propiedades físicas de las vigas secundarias (Pino N°2, 5X10 cm):

Ancho, b = 3.81 cm

Peralte, d=8.89 cm

Módulo de sección, S = 50.1 cm³

Momento de inercia, I = 223.1 cm⁴

Propiedades mecánicas de las vigas secundarias (Pino N°2, 5X10 cm):

Las propiedades mecánicas de la madera seleccionada, afectada por los factores de ajuste de duración de carga y humedad, se muestran a continuación:

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 1.25 * 0.85 * (100.0) = 106.25 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling Shear, $F_s = 1.25 * 0.97 * (10.0) = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 0.9 * 112,491.2 = 101,242.1 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos normales las vigas secundarias, de la Ec. 3-22:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(106.25)(50.1) / 398.5]^{1/2}\end{aligned}$$

$$l_b = \mathbf{115.6 \text{ cm}}$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos cortantes en las vigas secundarias, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_sbd / 3w + 2d \\ &= 320(12.1)(3.81)(8.89) / 3(398.5) + 2(8.89)\end{aligned}$$

$$l_v = \mathbf{127.7 \text{ cm}}$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de las deflexiones de diseño:

Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, de la Ec. 3-25a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,242.1)(223.1) / 72(398.5)]^{1/3}\end{aligned}$$

$$l_\Delta = \mathbf{131.7 \text{ cm}}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-25b, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,242.1)(223.1) / 8(398.5)]^{1/4}\end{aligned}$$

$$l_\Delta = \mathbf{106.3 \text{ cm}}$$

Resumen de vigas secundarias:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre vigas primarias es = 115.6 cm.

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre vigas primarias es = 127.7 cm.

Para la deflexión, el claro máximo entre vigas primarias es = 106.3 cm.

Para este diseño, la deflexión gobierna la longitud máxima del claro entre vigas primarias. Con la finalidad de simplificar el proceso constructivo, se seleccionará una separación entre vigas primarias de centro a centro de 105 cm.

C-4 Comprobación de los esfuerzos ejercidos en los apoyos entre vigas secundarias y primarias.

Sabiendo que la separación entre vigas secundarias (reparto) será de 25 cm de centro a centro y la separación entre vigas primarias (portantes) será de 125 cm, de la Ec. 3-48, la fuerza aplicada sobre cada apoyo será:

$$\begin{aligned} F &= P_{max} * [x * y] \\ &= 797.0 * [0.5 * 1.05] \end{aligned}$$

$$F = 418.4 \text{ Kg}$$

Para este diseño, se consideró utilizar vigas secundarias de 5 cm de ancho y vigas primarias de 10 cm de ancho, sus anchos efectivos serán 3.81 cm y 8.89 cm respectivamente. A partir de dichos valores, procedemos a determinar el área de contacto en cada apoyo como se muestra. De la Ec. 3-49:

$$\begin{aligned} A &= [b_1 * b_2] \\ &= [3.81 * 8.89] \end{aligned}$$

$$A = 33.9 \text{ cm}^2$$

Con los valores obtenidos se procede a calcular el esfuerzo perpendicular a las vetas en los apoyos. De la Ec. 3-50:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$f_{cL} = F/A$$
$$= 418.4/33.9$$

$$f_{cL} = 12.4 \text{ Kg/cm}^2$$

De la Tabla 2-2, se obtiene que tanto para la viga secundaria de 5X10 cm como para la viga primaria 10X15 cm, la compresión perpendicular a las vetas es de 39.7 Kg/cm². Ya que se trata de madera en condición húmeda, se deberá aplicar el factor de 0.67 para dicha condición, obteniéndose un esfuerzo compresor admisible de 24.6 Kg/cm², por lo que se puede concluir que el esfuerzo aplicado en cada apoyo puede ser soportado tanto por las vigas secundarias y las vigas primarias seleccionadas.

C5- Determinación de separación puntales.

La carga lineal actuante a lo largo de cada viga primaria, se calcula de la siguiente manera:

$$w = P_{max} \cdot l$$
$$= 797.0 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.05m$$

$$w = 836.9 \text{ Kg/m}$$

Propiedades físicas de las vigas primaria (Pino N°2, 10X15 cm):

Ancho, b = 8.89 cm

Peralte, d= 13.97 cm

Módulo de sección, S = 289.2 cm³

Momento de inercia, I = 2,020.0 cm⁴

Propiedades mecánicas de las vigas primaria (Pino N°2, 10X15 cm):

Las propiedades mecánicas de la madera seleccionada, afectada por los factores de ajuste de duración de carga y humedad, se muestran a continuación:

Esfuerzo normal admisible, Fb = 1.25 * 0.85 * (100.0) = 106.25 Kg/cm².

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Esfuerzo cortante Rolling Shear, $F_s = 1.25 * 0.97 * (10.0) = 12.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 0.9 * 112,491.2 = 101,242.1 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos normales en las vigas primarias, de la Ec. 3-22:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S / w]^{1/2} \\ &= [1,000(106.25)(289.2) / 836.9]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{191.6 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos cortantes en las vigas primarias, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_s b d / 3w + 2d \\ &= 320(12.1)(8.89)(13.97) / 3(836.9) + 2(13.97) \\ \mathbf{l_v} &= \mathbf{219.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos debido a deflexión en las vigas primarias.

Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, de la Ec. 3-25a, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,242.1)(2,020.0) / 72(836.9)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{214.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-25b, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,242.1)(2,020.0) / 8(836.9)]^{1/4} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{153.2 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para vigas primarias:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre puntales será = 191.6 cm.

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre puntales será = 219.9 cm.

Para la deflexión, el claro máximo entre puntales será = 153.2 cm.

Para este diseño, la deflexión gobierna la longitud máxima de los claros a lo largo de las vigas primarias. Para efectuar de simplificar el proceso constructivo, se decide utilizar un espaciamiento entre puntales de 150 cm a lo largo de las vigas primarias

6- Cálculo de la fuerza requerida en cada puntal.

Una vez conocida la separación entre vigas primarias y la separación entre puntales, procedemos a determinar la fuerza que deberá soportar cada puntal, de la siguiente manera:

- ✓ Área de influencia del concreto sobre cada puntal:

$$\begin{aligned} A &= S_2 * S_3 \\ &= 1.05 * 1.50 \\ \mathbf{A} &= \mathbf{1.58 \text{ m}^2} \end{aligned}$$

- ✓ Fuerza aplicada sobre cada puntal:

$$\begin{aligned} F &= P_{MAX} * A \\ &= 797.0 * 1.58 \\ \mathbf{F} &= \mathbf{1,259.3 \text{ Kg}} \end{aligned}$$

Por tanto, se determina que se requerirá que los puntales a utilizar sean capaces de soportar al menor 1,259.3 Kg a una extensión de 3.60 m.

C7- Resumen de resultados.

En el diseño encofrados para losas mediante madera aserrada, se sugiere utilizar como sistema de apuntalamiento, puntales telescópicos de acero, ya que dicho sistema será usualmente utilizado en construcciones de vivienda, donde el sistema de marcos de carga no resulta viable debido a su elevado costo para el reducido número de reutilizaciones que se le dará.



Figura 3-11. Distribución entre vigas primarias, secundarias y puntales para el encofrado de losas dado. (Martínez, 2019)

Elemento	Tamaños nominales y espaciamiento
Revestimiento	Plywood fenólico de ½" (13 mm) de espesor.
Vigas secundarias	Pino 5x10 cm grado N°2, a cada 50 cm a lo largo del revestimiento.
Vigas primarias	Pino 10x15 cm grado N°2, a cada 1.05 m a lo largo de las vigas secundarias..
Puntales	Longitud mínima de 3.6 m, con capacidad de carga mínima de 1,259.3 kg a dicha altura, a cada 1.50 cm.

Tabla 3-6. Resumen de diseño, para encofrado de losas mediante madera aserrada. Reyes, (2020).

3.9.C.2. Ejemplo de encofrados de losas mediante el sistema de vigas H20.

Características del encofrado:

Se tiene un entrepiso de 3.20 m de altura, desde el nivel inferior de losa hasta el nivel de piso, la losa de concreto tiene 15 cm de espesor. El concreto a utilizar tendrá un peso específico de 2,400 Kg/m³ y el método de colado a utilizar será mediante bomba estacionaria. Se pretende realizar el proceso de desencofrado 7 días después del colado ya que dicha losa tendrá un claro máximo de 4.5

metros de longitud. Realice el diseño del encofrado para la losa mediante el sistema de vigas H20, plyform clase II de 19 mm de espesor como revestimiento y haciendo uso de marcos de carga como sistema de apuntalamiento

C1- Cálculo de las presiones ejercidas sobre el encofrado de losas.

La carga del concreto sobre un metro cuadrado de plywood, se puede calcular de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Carga del concreto por metro cuadrado} &= 2,400 \text{ Kg/m}^3 \times 0.15\text{m} \\ &= 360.0 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

La carga debida al impacto del concreto sobre el encofrado será:

$$\begin{aligned} \text{Carga debida al impacto del concreto} &= 360.0 \text{ Kg/m}^3 \times 0.10 \\ &= 36.0 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Por lo tanto, la carga de diseño será

- *Calculando la carga de diseño:*

$$\begin{aligned} &360.0 \text{ Kg/m}^2 \\ &+ 36.0 \text{ Kg/m}^2 \\ &+ 27.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (peso propio del encofrado).} \\ &+ 245.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (peso debido al personal).} \\ \hline P_{MAX} &= 668.0 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

C2- Determinación de la separación entre vigas secundarias.

Propiedades físicas del plyform de 19 mm de espesor, de la clase II:

Momento de inercia, $I = 27.0 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $S_e = 24.4 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $I_b/Q = 140.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas del plyform de 19 mm de espesor, de la clase II:

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 1.25 (93.5) = 116.9 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 1.25 (5.1) = 6.4 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 100,539.0 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos normales en el plyform, de la Ec. 3-29:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(116.9)(24.4)/668.0]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{65.3 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos cortantes en el plywood, de la Ec. 3-29:

$$\begin{aligned}l_s &= 167 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 167 (6.4)(140.3)/668.0 \\ \mathbf{l_s} &= \mathbf{223.6 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos producidos por la deflexión en el plywood.

- De la Ec. 3-46a, para $\Delta_d = 1/360$, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(100,539.0)(27.0) / 72(668.0)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{54.7 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- De la Ec. 3-46a, para $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(100,539.0)(27.0) / 8(668.0)]^{1/4} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{55.0 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para el revestimiento de plyform:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre vigas secundarias es: 65.3 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre vigas secundarias es: 223.5 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre vigas secundarias es: 54.7 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible es de 54.7 cm, para efectos de facilitar el proceso constructivo, se recomienda utilizar una separación entre vigas secundarias de 50.0 cm

C7a- Revisión de la separación entre vigas primarias.

La carga lineal actuante a lo largo de cada viga secundaria se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}w &= P_{max} \cdot l \\ &= 668.0 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.50\text{m} \\ \mathbf{w} &= \mathbf{334.0 \text{ Kg/m}}\end{aligned}$$

Propiedades Físicas de las vigas H20.

Momento de inercia, $I_x = 4,610 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x = 400 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de las vigas H20.

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 110.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 25.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Compresión admisible perpendicular a las vetas: 94.4 Kg/cm^2

Módulo de elasticidad, $E = 101,971.6 \text{ Kg/cm}^2$.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Revisión de claros bajo esfuerzo normal a lo largo de los rieles. De la Ec. 3-60:

$$\begin{aligned}F_b &= l_b^2 \cdot w/1000 \cdot S \\ &= 120^2 \cdot (334.0)/1000 \cdot (400) \\ F_b &= \mathbf{12.02 \frac{Kg}{cm^2}} < \mathbf{110.5 \frac{Kg}{cm^2}} \therefore \mathbf{ok!}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros por cortante a lo largo de las vigas secundarias. De la Ec. 3-61:

$$\begin{aligned}F_s &= 31wl/221,280 \\ &= 31(334.0)(120)/221,280 \\ F_s &= \mathbf{5.6 \frac{Kg}{cm^2}} < \mathbf{25.1 \frac{Kg}{cm^2}} \therefore \mathbf{ok!}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros por deflexión a lo largo de las vigas secundarias. De la Ec. 3-62:

$$\begin{aligned}\Delta &= l^4(w)/14,525EI \\ &= 120^4(334.0)/14,525(101,971.6)(4,610) \\ \Delta &= \mathbf{0.01 mm}\end{aligned}$$

- Para una deflexión $l/360$, siendo l el claro en las vigas H20, es decir, la separación entre rieles, se tiene de la Ec. 3-63:

$$\Delta = \frac{l}{360} = \frac{120 * 10}{360} = \mathbf{3.3 mm}$$

La deflexión obtenida es mucho menor a la deflexión delimitada por $l/360$ y menor a 1.55 mm.

De lo anterior, podemos concluir que las vigas primarias pueden ser espaciadas a 1.20 m a lo largo de las vigas secundarias (Vigas H20) sin superar los esfuerzos y deflexiones máximas admisibles.

C7b- Revisión de la separación entre patas del marco de carga a lo largo de las vigas primarias.

Propiedades Físicas de los rieles:

Ancho efectivo, $b = 5$ cm

Peralte efectivo, $d = 10$ cm

Momento de inercia, $I_x = 412.0$ cm⁴

Módulo de sección, $S_x = 82.4$ cm³

Propiedades mecánicas de los rieles:

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 1,522.1$ Kg/cm².

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 1,525.2$ Kg/cm².

Compresión admisible perpendicular a las vetas: $1,428.0$ Kg/cm²

Módulo de elasticidad, $E = 2,040,000$ Kg/cm².

La carga lineal actuante a lo largo de cada viga primaria, se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} w &= P_{max} \cdot l \\ &= 668.0 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.20\text{m} \end{aligned}$$

$$w = \mathbf{801.6 \text{ Kg/m}}$$

Ya que el espesor de losa es menor a 20 cm, se usará marco de carga con apertura de 2.10 metros, por tanto, la separación entre soportes a lo largo de las vigas primarias será de 2.10 metros. A continuación, procederemos a revisar las vigas primarias (rieles de acero) bajo dicho claro.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles de acero bajo esfuerzos normales. De la Ec. 3-60:

$$\begin{aligned}F_b &= l_b^2 \cdot w/1000 \cdot S \\&= 210^2 \cdot (801.6)/1000 \cdot (82.4) \\F_b &= 429.0 \frac{Kg}{cm^2} < 1,522.1 \frac{Kg}{cm^2} \therefore \text{ok!}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles de acero a cortante. De la Ec. 3-61c:

$$\begin{aligned}F_s &= 45wl/395,520 \\&= 45(801.6)(210)/395,520 \\F_s &= 19.2 \frac{Kg}{cm^2} < 1,525.2 \frac{Kg}{cm^2} \therefore \text{ok!}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles de acero debidos a deflexión. De la Ec. 3-62:

$$\begin{aligned}\Delta &= l^4(w)/14,525EI \\&= 210^4(801.6)/14,525(2,040,000)(412.0) \\ \Delta &= \mathbf{0.13 \text{ mm}}\end{aligned}$$

- Para una deflexión $l/360$, siendo l el claro en las vigas H20, es decir, la separación entre rieles, se tiene:

$$\Delta = \frac{l}{360} = \frac{210 * 10}{360} = \mathbf{5.83 \text{ mm}}$$

La deflexión obtenida es mucho menor a la deflexión delimitada por $l/360$ y menor a 1.55 mm.

Por lo tanto, la separación entre soportes a lo largo de las vigas primarias es admisible para las condiciones de carga a la que estará sometida la estructura del encofrado. De lo anterior se concluye que el uso de marcos de carga es factible para el sistema.

C7c- Determinación de la fuerza transmitida en cada pata de los marcos de carga

Área de influencia sobre la cual actúa el concreto fresco:

$$A = (S_2) * (S_3)$$

$$= 1.20 * 2.10$$

$$A = 2.52 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, la fuerza aplicada sobre cada pata será:

$$F = P_{MAX} * A$$

$$= 668.0 * 2.52$$

$$F = 1,683.4 \text{ Kg}$$

Por tanto, cada pata del sistema de marcos de carga soportará 1,683.4 Kg, lo cual, para la altura requerida podrán trabajar sin ningún problema.

C8- Resumen de resultados

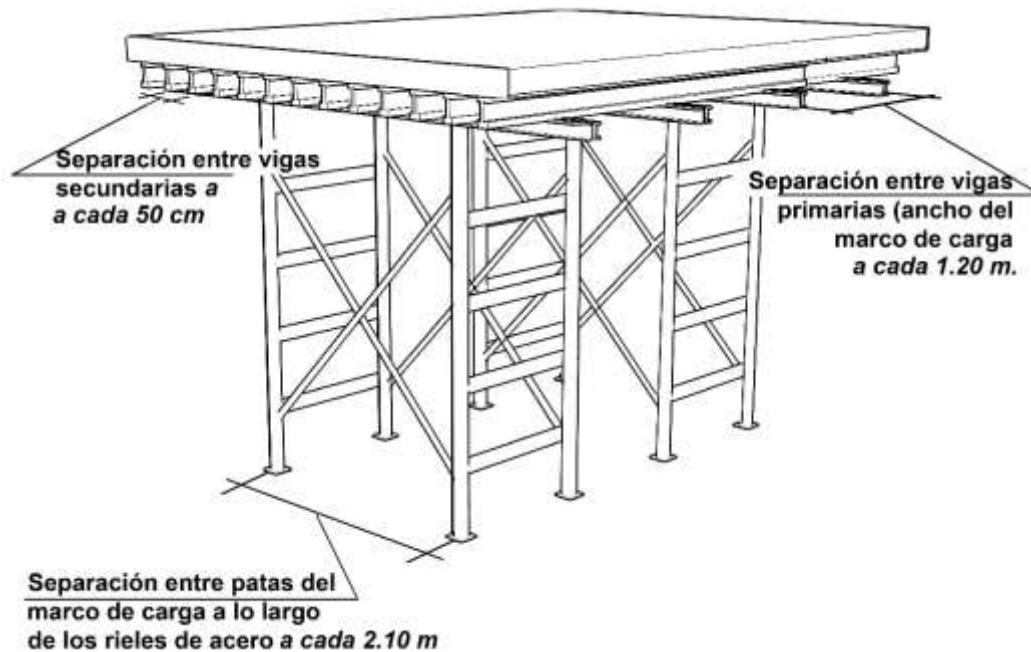


Figura 3-12. Distribución entre vigas primarias, secundarias y patas del marco de carga para el encofrado de losas dado. Reyes, [Ilustraciones de encofrados], (2020)

Elemento	Tamaños nominales y espaciamiento
Revestimiento	Plyform clase II, de 19 mm de espesor.
Vigas secundarias	Vigas H20 a cada 50 cm de centro a centro.
Vigas primarias	Riel de acero a cada 1.20 metros a lo largo de las vigas H20.
Soportes	Patatas de marcos de carga a cada 2.10 metros a lo largo de los rieles de acero, deberán soportar una carga mínima de 1,683.4 Kg a 3.20 metros de altura. Refiérase a la Figura 3-1 para una mejor comprensión.

Tabla 3-7. Resumen de diseño, para encofrado de losas mediante vigas H20. Reyes, (2020)

3.10. Diseño de encofrados de vigas de concreto.

3.10.D. Proceso de diseño para encofrados de vigas de concreto.

El encofrado de vigas de concreto es quizá el sistema de encofrados cuyo mayor tiempo demanda. Para el diseño, el ingeniero deberá tener presente que se deberán considerar tanto las presiones ejercidas en el asiento o fondo de viga como en los costados del mismo y cada uno se deberá diseñar por separado. Cuando se diseñan los costados del encofrado, deberán considerarse únicamente las presiones laterales ejercidas por el concreto fresco, mientras que para el diseño del asiento se deberá considerarse las presiones ejercidas por el concreto, la carga producida por el impacto del vertido del mismo, el peso propio del sistema de encofrados y la carga viva de los trabajadores. Los costados del encofrado estarán conformados por soportes horizontales, soportes verticales del balule y tirantes de arriostramiento del balule. Mientras que el fondo de viga

estará compuesto por vigas secundaria, primarias y puntales. La Figura 3-13, muestra los elementos que componen a un encofrado de vigas de concreto.

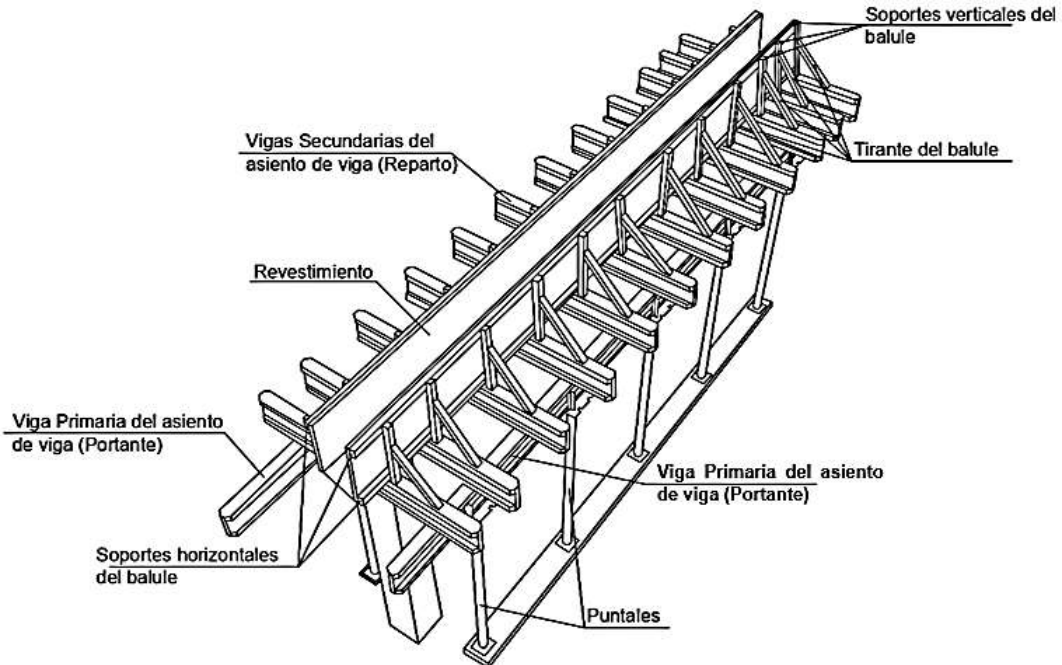


Figura 3-13. Componentes de un encofrado para vigas de concreto. ARRECONSA, (2018)

La secuencia de pasos a seguir para el diseño de encofrados de vigas de concreto, se muestra a continuación:

Diseño de los costados del encofrado.

D1- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

Ya que el encofrado de vigas suele llenarse de forma instantánea durante el vertido del concreto, se considera que el concreto ejercerá una presión hidrostática cómprela, de la Ec. 3-1:

$$P_{max} = W \cdot P_1$$

Donde:

P_{max} : Presión máxima ejercida por el concreto fresco, Kg/m².

W : peso específico del concreto, Kg/m³.

P_1 : peralte de la viga (considerando el espesor de losa y el peralte por debajo del nivel inferior de losa), m

D2- Separación entre soportes horizontales de centro a centro.

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos normales en el revestimiento.
- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es menor o igual a 25 cm y menor que 50 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-28 para analizar la separación en función del esfuerzo normal admisible:

$$\text{Para uno o dos claros, } l_b = [800F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es mayor o igual a 50 cm y menor o igual que 150 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-29 para analizar el esfuerzo normal:

$$\text{Para tres o más claros, } l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento.
- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es menor o igual a 25 cm y menor que 50 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-36 para analizar la separación en función del esfuerzo cortantes admisible:

$$\text{Para dos claros, } l_s = 160 F_s (I_b/Q)/w_s$$

- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es mayor o igual a 50 cm y menor o igual que 150 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-37 para analizar el esfuerzo cortante:

$$\text{Para tres o más claros, } l_s = 167 F_s (I_b/Q)/w_s$$

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de las deflexiones de diseño en el revestimiento.

Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es menor o igual a 25 cm y menor que 50 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-45a para analizar la deflexión:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [925EI / 18w_d]^{1/3}$$

- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es mayor o igual a 50 cm y menor o igual que 150 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-46b para analizar la deflexión:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es menor o igual a 25 cm y menor que 50 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-45b para analizar la deflexión:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm}, l_d = [5,735EI / 2w_d]^{1/4}$$

- Sí el peralte de viga por debajo del nivel inferior de losa es mayor o igual a 50 cm y menor o igual que 150 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-46b, para la separación entre Studs en función de las deflexiones de diseño:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm}, l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

Para seleccionar la separación entre soportes horizontales a utilizar, se deberá evaluar la separación mínima obtenida de los criterios anteriores, mediante la Ec. 3-63:

$$S = \frac{P_2 - p(n+1)}{n} + P \quad \text{Ec. 3-64}$$

Donde:

S: separación entre centros de patines de vigas adyacentes, cm

P₂: Peralte por debajo del nivel inferior de la losa, cm

P: Peralte de los soportes horizontales en contacto con el revestimiento, cm.

n: número de claros; $n = P_2/S_{\min}$, se deberá aproximar al entero inmediatamente mayor. Cuando el resultado sea menor a 1, aproximar siempre a 1, es decir, n, no podrá ser menor a 1.

S_{\min} = separación mínima obtenida en este mismo apartado, bajo los criterios de esfuerzos normales, cortantes y deflexión, cm.

D3- Determinación de la separación entre soportes verticales del balule.

Para poder analizar los soportes horizontales y determinar el espaciamiento máximo admisible a lo largo de éstos, debemos conocer previamente la carga lineal actuante a lo largo de los mismos. Para determinar la carga lineal actuante, requeriremos multiplicar la presión del concreto por la separación entre soportes horizontales, determinada en el paso 2 ($w = P_{\max} * l/100$).

- ✓ *Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos normal en los soportes horizontales, de la Ec. 3-22:*

$$l_b = [1,000F_bS / w]^{1/2}$$

- ✓ *Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos cortantes en los soportes horizontales, de la Ec. 3-24:*

$$l_v = 320F_sbd / 3w + 2d$$

- ✓ *Separación entre soportes verticales en función de deflexiones en los soportes horizontales:*

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-25a se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, de la Ec. 3-25b se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

D4- Determinación de la fuerza axial en los tirantes de arriostramiento (balules).

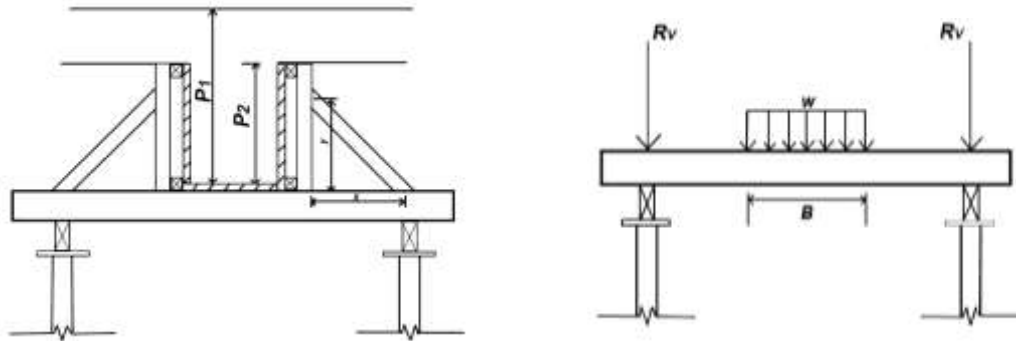


Figura 3-14. Sección transversal y reacciones en las vigas secundarias para un encofrado de vigas de concreto. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).

Para efectos de tener uniformidad en los cálculos de diseño, en este trabajo de graduación, se recomienda colocar los tirantes a una altura “y” apoyados en los soportes verticales del encofrado, dicha altura “y” será equivalente a la mitad del peralte total de la viga “P₁”. El espaciamiento entre tirantes será el mismo que el espaciamiento entre soportes verticales, y el extremo inferior del tirante estará apoyado en las vigas secundarias del asiento de viga. Por tanto, las vigas secundarias del asiento, soportarán una carga distribuida debida al peso del concreto y dos cargas puntuales transmitidas por las reacciones verticales en los tirantes de los balules.

Área de influencia de la presión del concreto sobre cada tirante:

$$A = P_1/100 * l_2/100$$

Fuerza horizontal ejercida en el punto de apoyo del tirante:

$$F = P_{max} \cdot A$$

Donde:

F: Fuerza ejercida en el punto de apoyo del tirante en el encofrado, Kg.

P_{max}: Presión ejercida por el concreto fresco, Kg/m².

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

A: Área de acción de la presión del concreto sobre el tirante, m²

P_1 : Peralte total de la viga, cm.

l_2 : Distancia entre soportes verticales, cm.

Longitud requerida del tirante:

$$Z = \sqrt{X^2 + Y^2}$$

Donde:

Z= longitud requerida del puntal, m.

X: distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del tirante en las vigas secundarias del asiento de viga, se recomienda que sea igual a "Y", cm.

Y: distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del tirante en contacto el soporte vertical de los costados del encofrado, cm.

Fuerza axial ejercida sobre el tirante:

$$F_{Ax} = F_H * (Z/X)$$

F_{Ax} = fuerza axial, kg.

F_H = fuerza horizontal calculada previamente, Kg.

Z= longitud requerida del puntal, m.

X= distancia desde la base del encofrado hasta el apoyo del tirante en contacto el soporte vertical de los costados del encofrado, cm.

Según la NDS la fuerza compresiva admisible para miembros de pino 5X10 cm, es de 1.8 Ton para longitudes menores a 1 metro. Por tanto, el resultado obtenido para la fuerza axial en los tirantes, puede ser comparado con el valor de referencia mencionado para garantizar la estabilidad de éstos.

Reacción vertical del tirante sobre la viga secundaria del asiento:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$R_v = F_H * (Y/X)$$

Dicha reacción vertical será transmitida a las vigas secundarias del asiento de viga como una carga puntual.

Diseño del asiento de viga del encofrado.

Para conocer la carga de diseño actuante en el asiento del encofrado de vigas de concreto, se realizará el mismo proceso descrito para encofrados de losas, como se muestra a continuación:

Para el cálculo de la carga de diseño en encofrados de vigas de concreto, deberá tomarse en cuenta distintos tipos de fuerzas ejercidas sobre el sistema de encofrados. Entre las cargas a considerar en el diseño se encuentran:

- ✓ La carga muerta debida al peso del concreto refuerzo de acero.
- ✓ El peso propio del encofrado.
- ✓ La carga debida al impacto del concreto producida durante el vertido del mismo.
- ✓ La carga viva de los trabajadores.

La carga debida al impacto del concreto sobre el encofrado, tal como se mencionó en la sección 2.4.6, dependerá del método de vertido a implementar, para cada condición se deberá:

- ✓ Incrementar en un 10% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilice cualquier tipo de bomba.
- ✓ Incrementar en un 25% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilice tolva
- ✓ Incrementar en un 40% la carga producida por el peso del concreto cuando se utilicen buggies de colado.

Una vez determinada la fuerza producida durante el proceso de vertido del concreto, se procede a determinar la carga de diseño. La cual está definida por:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$P_{max} = C_M + C_I + C_V$$

C_M : compuesta por la carga muerta del sistema, en la que se encuentra el peso propio del concreto y el peso propio estimado del encofrado, que puede ser considerado como 27.0 Kg/m²

C_I : compuesta por la carga producida durante el impacto del concreto.

C_V : es la carga viva producida por los trabajadores por metro cuadrado, suele considerarse una carga viva de diseño de 245.0 kg/m²

D5- Separación entre vigas secundarias de centro a centro.

Tal como se aprecia de la Figura 3-13, a lo largo del revestimiento siempre existirán más de 3 claros, por tanto, los criterios para determinar el espaciamiento entre vigas secundarias del asiento de vigas serán los siguientes:

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-29:

$$\text{Para tres o más claros, } l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec. 3-37:

$$\text{Para tres o más claros, } l_s = 167 F_s (I_b/Q) / w_s$$

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de las deflexiones de diseño en el revestimiento.

De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-46b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

D6- Separación entre vigas primarias de centro a centro.

Se recomienda colocar las vigas primarias justo por debajo del apoyo inferior del tirante de arriostramiento que conforma al balule del encofrado, como se aprecia en las Figuras 3-13 y 3-14. Dicha condición de carga es distinta a lo que hemos venido analizando en los demás sistemas de encofrados, ya que tendremos una carga linealmente distribuida de manera parcial a lo largo de la viga. Para esta condición, no puede considerarse que la carga distribuida actúa a lo largo de toda la longitud de viga, por tanto, los criterios de análisis de la misma serán los siguientes:

- ✓ Esfuerzos normales en vigas secundarias a partir de la separación entre vigas primarias. De la Ec. 3-64:

$$F_b = w_2 \cdot B/800 \cdot S(2l_2 - B) \quad \text{Ec. 3-65}$$

Donde:

F_b : Esfuerzo normal aplicado, kg/m².

w_2 : Carga lineal actuante a lo largo de cada viga secundaria, ($w_2 = P_{max} \cdot l_1/100$), Kg/m. l_1 : Separación entre vigas secundarias.

B : Ancho de la viga de concreto, cm.

S : Módulo de sección de la viga secundaria del asiento de viga, cm³.

l_2 : Separación entre vigas primarias.

- ✓ Esfuerzos cortantes en vigas secundarias a partir de la separación entre vigas primarias. De la Ec. 3-65:

$$F_s = 3/2bd(R_v + w_2 \cdot B/200) \quad \text{Ec. 3-66}$$

Donde:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

F_s : Esfuerzo cortante aplicado, kg/m².

b : Ancho de la viga secundaria del asiento de viga, cm.

d : Peralte de la viga secundaria del asiento de viga, cm.

R_v : Reacción vertical transmitida por los tirantes de arriostamiento del balule, hacia las vigas secundarias del asiento de vigas, Kg.

w_2 : Carga lineal actuante a lo largo de cada viga secundaria, ($w_2 = P_{max} * l_1/100$), Kg/m. l_1 : Separación entre vigas secundarias.

B : Ancho de la viga de concreto, cm.

✓ Deflexión máxima en vigas secundarias a partir de la separación entre vigas primarias. De la Ec. 3-66:

$$\Delta = w_2 B l_2^3 / 240 E I (1 - (B^2 / l_2^2) (2 - B / l_2)) \quad \text{Ec. 3-67}$$

Donde:

Δ : Deflexión producida en las vigas secundarias, cm.

w_2 : Carga lineal aplicada a lo largo de las vigas secundarias del asiento de viga, $w_2 = P_{max} * l_1/100$ kg/m. l_1 : separación entre vigas secundarias.

B : Ancho de la viga de concreto, cm.

l_2 : distancia entre vigas primarias, cm.

E : Módulo de elasticidad de la viga secundaria del asiento de viga, Kg/cm².

I : Momento de inercia de la viga secundaria del asiento de viga, cm⁴.

Según la indicación dada previamente, sobre la ubicación de las vigas primarias del asiento de viga, debemos establecer un estándar para determinar la separación entre éstas, según la geometría del encofrado. De la Ec. 3-67:

$$l = B + \frac{2e}{10} + 2b_1 + 2p + 2x \quad \text{Ec. 3-68}$$

Donde:

l : Espaciamiento entre vigas primarias del asiento de viga, cm.

B : Ancho de la viga de concreto, cm.

e : Espesor del plywood

b_1 : Ancho de los soportes horizontales, cm.

p : Peralte de los soportes verticales, cm.

x : distancia en "x" del apoyo inferior del tirante, sobre las vigas secundarias, cm.

D7- Determinación de la separación entre puntales a lo largo de las vigas primarias que conforman al asiento de viga.

Para determinar la separación entre puntales a lo largo de las vigas primarias, podemos considerar a las cargas transmitidas por las vigas secundarias como una carga distribuida actuando a lo largo de las vigas primarias, para determinar la carga que transmite cada viga secundaria a las vigas primarias, se procede de la siguiente manera:

Carga transmitida por cada viga secundaria sobre las vigas primarias:

$$w_3 = (2R_v + w_2B/100)/2 \quad \text{kg/m}$$

Dichas cargas, podrán ser considerada como una carga lineal actuando a lo largo de toda la viga.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos normales las vigas primarias que conforman al asiento de viga, de la Ec. 3-22:

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre puntales en función de los esfuerzos cortantes las vigas primarias que conforman al asiento de viga, de la Ec. 3-24:

$$l_v = 320F_s b d / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre puntales en función de deflexiones en las vigas primarias que conforman al asiento de viga:

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-25a se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

-

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-25b se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

D8- Fuerza ejercida sobre cada puntal.

Para calcular la fuerza aplicada sobre cada puntal, será necesario multiplicar la carga lineal ejercida sobre la viga primaria del asiento de viga, por la separación entre puntales:

$$R = w \cdot S_3$$

Donde:

R: Fuerza requerida en cada puntal, Kg.

w: carga distribuida a lo largo de las vigas primarias, Kg.

S_3 : separación entre puntales, m.

A continuación, se presenta una variante para encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20. Prescindiendo del uso de balules para dar

soporte a los costados del encofrado y haciendo uso de varillas roscadas para confinar el concreto fresco.

D9- Costados del encofrado para sistema de vigas H20.

Tal como se describió en el capítulo 2, para el encofrado de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20, los costados del encofrado estarán compuestos por vigas H20 con el ancho de sus patines en contacto con el revestimiento. Dicha condición, demanda que los patines de la viga trabajen a soporten esfuerzos normales, cortantes y la deflexión, por ello, serán éstos los que estarán sujetos a análisis para el diseño y requerimos conocer sus propiedades físicas y mecánicas para su análisis.

El sistema de vigas H20 para encofrados de vigas de concreto, se recomienda cuando el peralte por debajo del nivel inferior de losa es mayor a 45 cm.

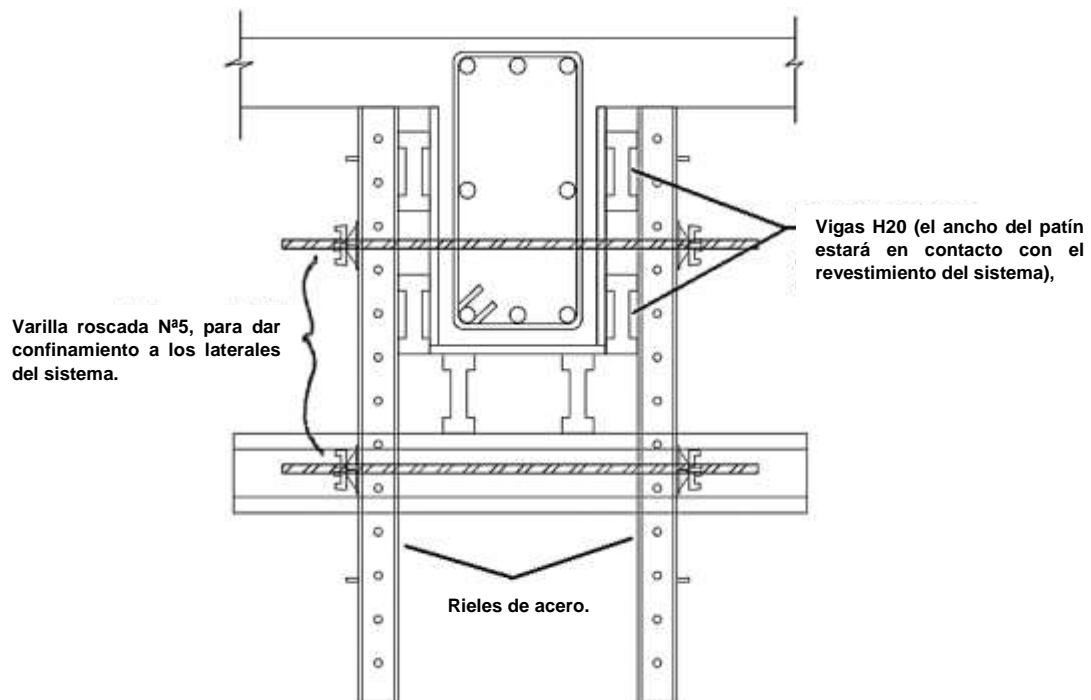


Figura 3-15. Encofrado de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).

La Figura 3-15, muestra la composición del sistema propuesto para encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20. Dicho sistema es ampliamente utilizado en el medio constructivo nacional, empleados en obras recientes como Bambú plaza, Torre Premier, Edificio Colabora y muchas otras obras de gran envergadura, por ello, su propuesta resulta oportuna para este trabajo de graduación.

En este sistema, puede apreciarse que en lugar de hacer uso de balules, se emplean varillas roscadas para confinar el concreto fresco, de esta manera, las cargas que se ejercen en los costados del encofrado, no serán transmitidas al sistema de apuntalamiento, tal como se vio en encofrados con balules.

D9a- Separación entre soportes horizontales.

Hay que recordar que para este caso en especial, los soportes horizontales serán los patines de las vigas H20, por tanto, según el espacio libre en el revestimiento, se deberá determinar la separación entre patines de vigas H20 adyacentes.

- ✓ *Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-29:*

$$\text{Para tres o más claros, } l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- ✓ *Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec. 3-37:*

$$\text{Para tres o más claros, } l_s = 167 F_s (I_b/Q) / w_s$$

- ✓ *Separación entre soportes horizontales en función de las deflexiones ejercidas sobre el revestimiento:*

- De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_d = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

- De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

Una vez evaluados los cuatro criterios anteriores, se deberá proceder a evaluar el resultado mínimo obtenido, en la siguiente ecuación con la finalidad de distribuir las vigas H20 de forma simétrica sobre el peralte por debajo del nivel inferior de losa de la viga de concreto. De la Ec. 3-68.:

$$S = \frac{P_2 - 20(n + 1)}{n} + 4$$

Donde:

S: separación entre centros de patines de vigas adyacentes, cm

P₂: Peralte por debajo del nivel inferior de la losa, cm

n: número de claros; $n = P_2/S_{\min}$, se deberá aproximar al entero inmediatamente menor. Cuando el resultado sea **menor** a 1, aproximar siempre a 1, es decir, n, no podrá ser menor a 1.

S_{min}= separación mínima obtenida mediante los cuatro criterios de diseño previos.

D9b- Separación entre soportes verticales (Rieles de acero)

Se deberá calcular la carga uniformemente distribuida. Debido a la geometría de las vigas H20 y a que previamente se calculó la separación entre centros de patines de dos vigas H20 adyacentes, la franja sobre la cual actúan las presiones estará comprendida por la mitad de la separación “S”, calculada mediante la Ec. 3-77 más 8 cm, correspondientes a la media parte de la viga H20 (distancia entre los centros de patines de una misma viga H20 entre dos):

$$l = \frac{S}{2} + 8$$

Una vez conocida la longitud “ l ” se procede a calcular las cargas uniformemente distribuidas a lo largo de los patines de las vigas H20.

Carga uniformemente distribuida a lo largo de cada patín.

$$W = P_{max} \cdot l/100$$

Con dicho valor, se procede a determinar la separación máxima admisible entre soportes verticales, bajo los criterios de esfuerzos normales, cortantes y la deflexión, tal como se ha presentado en procesos anteriores.

- ✓ *Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos normales en los soportes horizontales, de la Ec. 3-22:*

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$

- ✓ *Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos cortantes en los soportes horizontales, de la Ec. 3-24:*

$$l_v = 320F_s b d / 3w + 2d$$

- ✓ *Separación entre soportes verticales en función de deflexiones en los soportes horizontales:*

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-25a se tiene:

$$l_{\Delta} = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, de la Ec. 3-25b se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

D9c- Revisión para la separación entre varillas a lo largo del riel de acero.

Con fines orientativos, se recomienda colocar la varilla roscada superior embebida en el concreto, en el claro superior entre vigas adyacentes, y la varilla roscada inferior, ser colocada fuera de contacto con el concreto, a 5 cm por debajo del nivel inferior de la viga H20, utilizada como asiento de viga.

La separación entre varillas a lo largo de los rieles multiusos, bajo las recomendaciones dadas, se calcula de la siguiente manera:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$l_3 = P_2 + \frac{e}{10} - \frac{S}{2} + 7$$

Donde:

l_3 : Separación entre varillas a lo largo de los rieles de acero, cm.

P_2 Peralte de la viga por debajo del nivel inferior de la losa, cm.

e : Espesor del revestimiento, mm.

S : Separación entre centros de patín de vigas adyacentes, calculado en el apartado 9a, cm.

Una vez conocida la distancia entre varillas, se procede a determinar la carga linealmente distribuida a lo largo de los rieles, mediante la separación entre los mismos.

$$w = P_{max} \cdot l/100$$

✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles por esfuerzo normal. De la Ec. 3.60

$$F_b = l_2^2 \cdot w/1000 \cdot S$$

✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles bajo cortante. De la Ec. 3.61:

$$F_s = (l_2 - 2d)(3w)/640d \cdot b$$

✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles debidos a deflexión. De la Ec. 3.62

$$\Delta = 2l_2^4(w)/2,905EI$$

D9d- Fuerza soportada por cada varilla.

Área de influencia del concreto:

$$A = l_2 \cdot P_1$$

Donde:

l_2 : Separación entre soportes verticales, m.

P_1 : Peralte total de la viga, m.

Fuerza ejercida sobre cada varilla:

$$F = P_{\max} * A$$

D10- Asiento de la viga.

El Proceso de cálculo para el asiento de la viga será distinto al mostrado para el sistema de madera aserrada, ya que las vigas secundarias que darán soporte al revestimiento se instalarán a lo largo de la viga y no transversalmente a ella.

Del mismo modo, deberá conocerse las cargas de diseño ejercidas sobre el asiento, bajo los criterios descritos previo al paso 5 de esta misma sección.

Una vez conocida la carga de diseño, se procederá a determinar la separación entre vigas secundarias para el asiento de vigas

D10a- Separación entre vigas secundarias del asiento de encofrados para vigas de concreto.

- ✓ Separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, en función de los esfuerzos normales en el revestimiento.
- Sí el ancho de viga es menor o igual a 40 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-28 para analizar la separación en función del esfuerzo normal admisible:

$$\text{Para uno o dos claros, } l_b = [800F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- Sí el ancho de viga es mayor o igual a 40 cm y menor o igual que 75 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-29 para analizar el esfuerzo normal:

$$\text{Para tres o más claros, } l_b = [1,000F_b S_e / w_b]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento.
- Sí el ancho de viga es menor o igual a 40 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-36 para analizar la separación en función del esfuerzo cortantes admisible:

Para dos claros, $l_s = 160 F_s (Ib/Q)/w_s$

- Sí el ancho de viga es mayor o igual a 40 cm y menor o igual que 75 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-37 para analizar el esfuerzo cortante:

Para tres o más claros, $l_s = 167 F_s (Ib/Q)/w_s$

- ✓ Separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, en función de las deflexiones de diseño en el revestimiento.

Para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

- Sí el ancho de viga es menor o igual a 40 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-45a para analizar la deflexión:

Para $\Delta_d = l/360$, $l_d = [925EI / 18w_d]^{1/3}$

- Sí el ancho de viga es mayor o igual a 40 cm y menor o igual que 75 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-46b para analizar la deflexión:

Para $\Delta_d = l/360$, $l_d = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$

Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

- Sí el ancho de viga es menor o igual a 40 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-45b para analizar la deflexión:

Para $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, $l_d = [5,735EI / 2w_d]^{1/4}$

- Sí el ancho de viga es mayor o igual a 40 cm y menor o igual que 75 cm, se deberá utilizar la Ec. 3-46b, para la separación entre Studs en función de las deflexiones de diseño:

Para $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, $l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$

Para determinar la separación entre vigas secundarias a utilizar, se deberá evaluar la separación mínima obtenida de los criterios anteriores, bajo la Ec. 3-69:

$$S = \frac{B-b(n+1)}{n} + b \quad \text{Ec. 3-69}$$

Donde:

S: separación entre centros de patines de vigas adyacentes, cm

B: Ancho de la viga de concreto, cm

b: ancho de la viga secundaria en contacto con el revestimiento, cm.

n: número de claros; $n = P_2/S_{\min}$, se deberá aproximar al entero inmediatamente mayor. Cuando el resultado sea menor a 1, aproximar siempre a 1, es decir, n, no podrá ser menor a 1.

S_{\min} = separación mínima obtenida en este mismo apartado, bajo los criterios de esfuerzos normales, cortantes y la deflexión, cm.

D10b- Separación entre vigas primarias del asiento de encofrados para vigas de concreto.

Antes de proceder a determinar la separación entre vigas primarias, se deberá conocer la carga lineal actuante a lo largo de las vigas secundarias, mediante la ecuación $w = P_{\max} * l/100$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos normales en las vigas secundarias. De la Ec. 3-22:

$$l_b = [1,000F_bS / w]^{1/2}$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos cortantes las vigas secundarias. De la Ec. 3-24:

$$l_v = 320F_sbd / 3w + 2d$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de las deflexiones de diseño en las vigas secundarias.

De la Ec. 3-25a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

De la Ec. 3-25b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55$ mm, se tiene:

$$l_{\Delta} = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

D10c- Separación entre puntales para vigas de concreto.

Una vez conocida la separación entre vigas primarias del asiento de vigas y considerando que los puntales se colocarán en ambos extremos de la viga de concreto, procedemos a determinar la carga “R” que deberá soportar cada puntal.

$$R = \frac{P_{max} * l_2 * B}{2}$$

Donde:

P_{max} : Presión de diseño para el asiento de viga, Kg/m².

l_2 : Separación entre vigas secundarias, cm.

B : Ancho de la viga de concreto, cm.

Mediante los pasos descritos, podemos proceder a diseñar encofrados para vigas de concreto mediante sistemas de madera aserrada y mediante vigas H20.

3.10.D.1. Ejemplo de encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada.

Se tiene un sistema de entrepisos compuesto por vigas de concreto de 55 cm de peralte total y 30 cm de ancho, además, está conformado por una losa de concreto de 15 cm de espesor, se pretende realizar el colado del sistema de manera simultánea mediante bomba estacionaria. La altura del entrepiso del nivel inferior de losa hasta el nivel de piso será de 3.60 m. El claro máximo de las vigas será de 5 metros, por lo que se procederá a realizar el desencofrado 12 días después del proceso de colado. El concreto a utilizar, tendrá un peso específico de 2,400 Kg/m². Realice una propuesta de diseño para el encofrado de las vigas de concreto, utilizando madera de pino 5X10 cm para todos sus elementos a excepción de las vigas primarias y secundarias del asiento de vigas,

ya que se propone utilizar un miembro de 10X15 cm para dichas vigas y para el revestimiento, hacer uso de plywood fenólico grupo 2 de 19 mm de espesor. Considerar madera en condición húmeda.

Diseño de los costados del encofrado.

D1- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

$$\begin{aligned}P_{max} &= W \cdot P_1 \\ &= 2,400 \cdot 0.55 \\ &= 1,320 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

D2- Separación entre soportes horizontales de centro a centro.

Propiedades físicas del plywood fenólico de 19 mm de espesor, grupo 2:

Momento de inercia, $I = 27.6 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $Se = 24.9 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante de Rolling shear, $lb/Q = 130.9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas plywood fenólico de 19 mm de espesor, grupo 2:

Ya que la duración de la carga será mayor a 7 días, los esfuerzos admisibles no serán incrementados en un 25%.

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 57.7 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear, $F_s = 4.4 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 91,399.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Ya que el peralte de la viga por debajo del nivel inferior de losa será de 40 cm, se procederá de la siguiente manera:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-28:

$$\begin{aligned} \text{Para uno o dos claros, } l_b &= [800F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [800(57.7)(24.9) / 1,320]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{29.5 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec. 3-36:

$$\begin{aligned} \text{Para dos claros, } l_s &= 160 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 160 (4.4)(130.9) / 1,320 \\ l_s &= \mathbf{69.8 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de las deflexiones de diseño en el revestimiento.

De la Ec. 3-45a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\begin{aligned} l_d &= [925EI / 18w_d]^{1/3} \\ &= [925(91,399.1)(27.6) / 18(1,320)]^{1/3} \\ l_d &= \mathbf{46.1 \text{ cm}} \end{aligned}$$

De la Ec. 3-45a, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\begin{aligned} l_d &= [5,735EI / 2w_d]^{1/4} \\ &= [5,735(91,399.1)(27.6) / 2(1,320)]^{1/4} \\ &= \mathbf{48.4 \text{ cm}} \end{aligned}$$

De lo anterior, se sabe que el espaciamiento máximo entre soportes horizontales será de 29.5 cm, para determinar el espaciamiento de centro a centro entre soportes, se procede de la siguiente manera:

Número de claros:

$$n = \frac{40}{29.5} = 1.4 \approx 2 \text{ claros}$$

Por lo tanto, el espaciamiento de centro a centro entre soportes horizontales será, de la Ec. 3-63:

$$S = \frac{40 - 8.89(2+1)}{2} + 8.89$$
$$S = 15.6 \text{ cm}$$

Por tanto, el espaciamiento de centro a centro entre soportes horizontales será de 15.6 cm.

D3- Determinación de la separación entre soportes verticales del balule.

La carga lineal actuante a lo largo de cada soporte horizontal se determina así:

$$w = P_{max} * l/100$$
$$1,320 * 15.6/100$$
$$w = 205.9 \text{ Kg/m}$$

Propiedades físicas de pino N°2, 5X10 cm, (soportes horizontales):

Ancho, b: 8.89 cm

Peralte, d: 3.81 cm

Momento de inercia, I = 41.0 cm⁴

Módulo de sección efectivo, Se = 21.5 cm³

Propiedades mecánicas de pino N°2, 5X10 cm, (soportes horizontales):

Ya que la duración de la carga será mayor a 7 días, los esfuerzos admisibles no serán incrementados en un 25%.

Esfuerzo normal admisible, Fb = 0.85*(100.0) = 85.0 Kg/cm².

Esfuerzo cortante Rolling shear, Fs = 0.97(10.0) = 9.7 Kg/cm².

Módulo de elasticidad, E = 0.9(112,491.2) = 101,242.1 Kg/cm².

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos normales en los soportes horizontales, de la Ec. 3-22:

$$l_b = [1,000F_b S / w]^{1/2}$$
$$= [1,000(85.0)(21.5)/205.9]^{1/2}$$

$$l_b = 94.2 \text{ cm}$$

- ✓ Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos cortantes en los soportes horizontales, de la Ec. 3-24:

$$l_s = 320F_s b d / 3w + 2d$$
$$= 320(9.7)(8.89)(3.81) / 3(205.9) + 2(3.81)$$

$$l_s = 177.8$$

- ✓ Separación entre soportes verticales en función de deflexiones en los soportes horizontales:

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-25a se tiene:

$$l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$
$$= [2,905(101,242.1)(41.0) / 72(205.9)]^{1/3}$$

$$l_\Delta = 93.3 \text{ cm}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-25b se tiene:

$$l_\Delta = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$
$$= [18,011(101,242.1)(41.0) / 8(205.9)]^{1/4}$$

$$l_\Delta = 82.1 \text{ cm}$$

Resumen para los soportes horizontales:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre soportes verticales es: 94.2 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre soportes verticales es: 177.8 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre soportes verticales es: 82.1 cm

Por tanto, la separación máxima entre soportes verticales será 82.1 cm. Más adelante se verá que el espaciamiento máximo entre vigas secundarias del

asiento del encofrado será de 25 cm, por tanto, ya que, como puede apreciarse en la Figura 3-13, los balules irán apoyados en su extremo inferior sobre las vigas secundarias del asiento, se procede a seleccionar un valor que sea múltiplo de dicha separación y que, a su vez, sea lo más cercano posible al espaciamiento máximo obtenido de 82.1 cm. Mediante las consideraciones planteadas, se procede a seleccionar un espaciamiento entre soportes verticales de 75 cm.

D4- Determinación de la fuerza axial en los tirantes de arriostramiento (balules).

Tal como se mencionó previamente, los tirantes de arriostramiento de los balules se apoyarán a una altura “y” medido desde el fondo de la viga de concreto hacia arriba. Dicha altura “y” corresponderá a la mitad del peralte total de la viga, es decir $55/2 = 27.5$ cm, para que el tirante trabaje perfectamente, se colocará a 45° , es decir, la longitud “x” del tirante también será 27.5 cm. Conociendo lo anterior, se tiene;

Longitud requerida del tirante:

$$Z = \sqrt{0.275^2 + 0.275^2}$$

$$Z = 0.4 \text{ cm}$$

Área de influencia de la presión del concreto sobre cada tirante:

$$A = P_1/100 * l_2/100$$

$$= 55/100 * 75/100$$

$$A = 0.41 \text{ m}^2$$

Fuerza horizontal ejercida en el punto de apoyo del tirante:

$$F_H = P_{max} \cdot A$$

$$= 1,320 \cdot 0.41$$

$$F_H = 541.2 \text{ Kg}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Fuerza axial ejercida sobre cada tirante:

$$\begin{aligned}F_{Ax} &= F_H * (Z/X) \\ &= 541.2 * (0.4/0.275) \\ F_{Ax} &= 787.2 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Por tanto, los tirantes seleccionados son capaces de soportar los esfuerzos compresivos transmitidos por las presiones laterales ejercidas por el concreto fresco sobre los costados

Reacción vertical del tirante sobre la viga secundaria del asiento:

$$\begin{aligned}R_v &= F_H * (Y/X) \\ &= 541.2 * (0.275/0.275) \\ R_v &= 541.2 \text{ Kg}\end{aligned}$$

El valor obtenido será utilizado cuando analicemos las vigas secundarias del asiento del encofrado.

Diseño del asiento de viga del encofrado.

D5- Separación entre vigas secundarias de centro a centro.

Bajo los criterios previamente descritos, procedemos a determinar la carga de diseño para el asiento del encofrado de vigas.

- *Calculando la carga de diseño:*

$$\begin{aligned}&1,320 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al concreto reforzado)} \\ &+ 132.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al impacto del concreto)} \\ &+ 27.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al peso propio del equipo)} \\ &+ 245.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al personal)} \\ \hline P_{MAX} &= 1,724.0 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

El plywood soportará 1,724.0 Kg/m² de presión en el asiento de la viga.

Propiedades físicas del plywood fenólico de 19 mm de espesor, grupo 2:

Momento de inercia, $I = 27.6 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $Se = 24.9 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante de Rolling shear, $Ib/Q = 130.9 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas plywood fenólico de 19 mm de espesor, grupo 2:

Ya que la duración de la carga será mayor a 7 días, los esfuerzos admisibles no serán incrementados en un 25%.

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 57.7 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear, $F_s = 4.4 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 91,399.1 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-29:

$$\begin{aligned} \text{Para tres o más claros, } l_b &= [1,000F_bS_e / w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(57.7)(24.9) / 1,724.0]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{28.9 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec. 3-37:

$$\begin{aligned} \text{Para tres o más claros, } l_s &= 167 F_s (Ib/Q) / w_s \\ &= 167 (4.4) (130.9) / 1,724.0 \\ l_s &= \mathbf{55.8 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre soportes horizontales en función de las deflexiones de diseño en el revestimiento.

De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\text{Para } \Delta_d = l/360, l_\Delta = [2,905EI / 72w_d]^{1/3}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$= [2,905(91,399.1)(27.6)/72(1,724.0)]^{1/3}$$

$$l_{\Delta} = 38.9 \text{ cm}$$

De la Ec. 3-46b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_d = [18,011EI / 8w_d]^{1/4}$$

$$= [18,011(91,399.1)(27.6)/8(1,724.0)]^{1/4}$$

$$l_{\Delta} = 42.6 \text{ cm}$$

Resumen para el revestimiento de plywood:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre vigas secundarias será= 28.9 cm.

Para cortante, el claro máximo entre vigas secundarias será= 55.8 cm.

Para la deflexión, el claro máximo entre vigas secundarias será = 38.9 cm.

Para este diseño, la separación máxima entre vigas secundarias será de 28.9 cm, para efectos de facilitar el proceso constructivo, se propone utilizar una separación entre vigas secundarias del asiento de vigas de 25 cm, de esta manera, los balules calculados previamente, pueden colocarse a cada 3 vigas secundarias, ya que se decidió utilizar un espaciamiento entre soportes verticales (y por consiguiente entre balules) de 75 cm.

D6- Revisión de la separación entre vigas primarias de centro a centro.

Propiedades físicas de pino N°2, 10X15 cm, (vigas secundarias):

Ancho, b: 8.89 cm

Peralte, d: 13.97 cm

Momento de inercia, I = 2,020.0 cm⁴

Módulo de sección efectivo, Se = 289.2 cm³

Propiedades mecánicas de pino N°2, 10X15 cm, (vigas secundarias):

Ya que la duración de la carga será mayor a 7 días, los esfuerzos admisibles no serán incrementados en un 25%.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 0.85 \cdot (100.0) = 85.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear, $F_s = 0.97(10.0) = 9.7 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 0.9(112,491.2) = 101,242.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Tal como se mencionó previamente, las condiciones de carga soportadas por las vigas secundarias del asiento de viga, serán cargas parcialmente distribuidas. Para dicha condición, y bajo la recomendación de espaciar las vigas primarias del asiento de viga justo por debajo de los apoyos de los balules, se tiene lo siguiente:

Espaciamiento entre vigas primarias, de la Ec. 3-76:

$$\begin{aligned} l &= B + \frac{2e}{10} + 2b_1 + 2p + 2x \\ &= 30 + \frac{2(19)}{10} + 2(3.81) + 2(8.89) + 2(27.5) \\ l &= 114.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por tanto, las vigas primarias estarán espaciadas a cada 114.2 cm a lo largo de las vigas secundarias. Mediante dicho espaciamiento, procederemos a revisar las vigas secundarias del asiento de vigas.

Carga lineal actuante a lo largo de las vigas secundarias:

$$w = 1,724.0 \cdot 25/100$$

$$w = 431.0 \text{ Kg/m}^2$$

- ✓ Esfuerzos normales en vigas secundarias a partir de la separación entre vigas primarias, de la Ec. 3-64:

$$\begin{aligned} F_b &= (w \cdot B / (800 \cdot S))(2l - B) \\ &= (431.0 \cdot 30 / (800 \cdot 289.2))(2(114.2) - 30) \end{aligned}$$

$$F_b = 11.1 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} < 85.0 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{ok!}$$

- ✓ Esfuerzos cortantes en vigas secundarias a partir de la separación entre vigas primarias, de la Ec. 3-65:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$\begin{aligned}F_s &= (3/2bd)(R_v + w \cdot B/200) \\ &= 3/(2(8.89)(13.97))(541.2 + 431.0 \cdot 30/200)\end{aligned}$$

$$F_s = 7.3 \frac{Kg}{cm^2} < 9.7 Kg/cm^2 \therefore \text{ok!}$$

- ✓ Deflexión máxima en vigas secundarias a partir de la separación entre vigas primarias, de la Ec. 3-67:

$$\begin{aligned}\Delta &= wBl^3/[240EI(1 - [(B^2/l^2)(2 - B/l)])] \\ &= 431(30)(114.2)^3/240(101,242.1)(2,020)(1 - (302/114.22)(2 - 30/114.2))\end{aligned}$$

$$\Delta = 0.45 \text{ mm}$$

$$\Delta_d = 114.2/36 = 4.0 \text{ mm, para concreto arquitectónico.}$$

Ya que la deflexión obtenida de 0.35 mm, es menor a la deflexión máxima para concreto arquitectónico de $l/360$ (4.0 mm) y además, menor a 1.55 mm, las vigas secundarias de 10X15 cm, son capaces de soportar los esfuerzos y deflexiones máximas producidas por el espaciamiento entre vigas primarias a lo largo de las vigas secundarias del asiento de viga.

D7- Determinación de la separación entre puntales a lo largo de las vigas primarias que conforman al asiento de viga.

Para determinar la separación entre puntales a lo largo de las vigas primarias, se puede considerar que las cargas puntuales transmitidas de las vigas secundarias a las primarias como una carga lineal actuando a lo largo de las vigas primarias, siendo la magnitud de las cargas puntuales una carga lineal de igual valor.

Carga transmitida por cada viga secundaria sobre las vigas primarias:

$$\begin{aligned}F_y &= (2R_v + wB/100)/2 \\ &= (2(541.2) + (431.0)(0.3))/2\end{aligned}$$

$$F_y = 605.9 \text{ Kg}$$

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

Por tanto, la carga distribuida actuante a lo largo de las vigas primarias será de 645.5 Kg/m.

Con el resultado obtenido, precedemos a determinar la separación admisible entre puntales.

- ✓ *Separación entre puntales en función de los esfuerzos normales las vigas primarias que conforman al asiento de viga, de la Ec. 3-22:*

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S / w]^{1/2} \\ &= [1,000(85.0)(289.2) / 605.9]^{1/2}\end{aligned}$$

$$l_b = 201.4 \text{ cm}$$

- ✓ *Separación entre puntales en función de los esfuerzos cortantes las vigas primarias que conforman al asiento de viga, de la Ec. 3-24:*

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_s b d / 3w + 2d \\ &= 320(9.7)(8.89)(13.97) / 3(605.9) + 2(13.97)\end{aligned}$$

$$l_v = 240.0 \text{ cm}$$

- ✓ *Separación entre puntales en función de deflexiones en las vigas primarias que conforman al asiento de viga:*

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-25a se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,242.1)(2,020) / 72(605.9)]^{1/3}\end{aligned}$$

$$l_\Delta = 238.8 \text{ cm}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-25b se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,242.1)(2,020) / 8(605.9)]^{1/4}\end{aligned}$$

$$l_\Delta = 166.0 \text{ cm}$$

Resumen para las vigas primarias:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre puntales es: 201.4 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre puntales es: 249.0 cm

Para el esfuerzo deflexión, el claro máximo entre puntales es: 166.0 cm

Por tanto, la separación máxima entre puntales será 166.0 cm, para efectos de simplificar el proceso constructivo, se propone utilizar un espaciamiento entre puntales a lo largo de las vigas primarias del asiento de viga, de 165 cm de centro a centro.

D8- Fuerza ejercida sobre cada puntal.

Para calcular la fuerza aplicada sobre cada puntal, será necesario multiplicar la carga lineal ejercida sobre la viga primaria del asiento de viga, por la separación entre puntales:

$$\begin{aligned} R &= w \cdot S_3 \\ &= 605.9 \cdot 1.65 \\ R &= 999.7 \text{ Kg} \end{aligned}$$

De los datos iniciales, podemos calcular la extensión a la cual deberá abrirse cada puntal, y por tanto, deberá ser capaz de soportar 968.3 Kg para la extensión solicitada:

$$\begin{aligned} h &= 3.60 - 0.4 - (2 \times 0.1397) \\ h &= 2.9 \text{ m} \end{aligned}$$

De lo anterior, se concluye que cada puntal deberá soportar 999.7 Kg a 2.9 metros de extensión.

D9- Resumen de resultados.

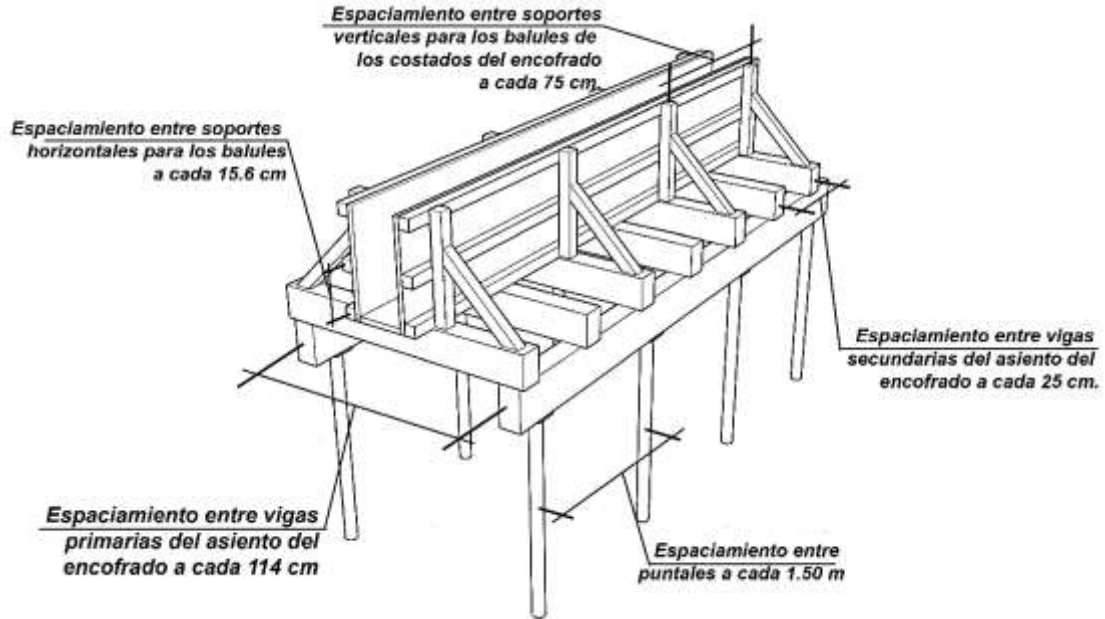


Figura 3-16. Encofrado de vigas de concreto mediante el sistema de madera aserrada. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).

Elemento	Tamaños nominales y espaciamientos
Revestimiento	Plywood fenólico 19 mm de espesor.
Costados para encofrado de vigas (balules).	
Soportes horizontales	Pino 5X10 a cada 15.6 centímetros, medido de centro a centro, 3 soportes.
Soportes verticales	Pino 5X10 a cada 75 centímetros, medido de centro a centro, colocado a cada 3 vigas secundarias del asiento de viga.
Tirantes	Espaciados a cada 75 cm, con una longitud de 0.4 cm. apoyado en los soportes verticales y vigas secundarias.

Tabla 3-8. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada. Reyes, (2020).

Fondo para encofrado de vigas.	
Vigas secundarias	Pino 10X15 cm, a cada 25 cm de centro a centro.
Vigas primarias	Pino 10X15 cm, a una distancia entre sí de 114 cm, procurando colocarlas alienadas respecto a los apoyo inferior de los balules.
Puntales	Longitud mínima 2.90 m, con capacidad de carga de 999.7 Kg a dicha altura, a cada 1.65 m de centro a centro.

Tabla 3-8. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada. Reyes, (2020).

3.10.D.1. Ejemplo de encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20.

Se pretende encofrar una viga de concreto de 75 cm de peralte total y 40 cm de ancho. El espesor de la losa del sistema de entrepisos tiene 17.5 cm, por lo que el peralte por debajo del nivel inferior de losa será de 57.5 cm. la altura desde el fondo de viga hasta el piso es de 3.50 metros. Se decide utilizar concreto con peso específico de 2,400 Kg/m³ vertido mediante bomba estacionaria y el desencofrado de la estructura 10 días después del colado. Diseñe el sistema de encofrados para la viga de concreto, mediante el sistema de vigas H20 y haciendo uso de plyform de 22 mm clase II para el revestimiento en condiciones secas.

Diseño de costados del encofrado.

D1- Cálculo de presiones ejercidas por el concreto fresco.

$$\begin{aligned}P_{max} &= w \cdot h \\ &= 2,400 \cdot 0.75 \\ P_{max} &= 1,800 \text{ Kg/m}^2\end{aligned}$$

D9a- Separación entre patines de vigas H20 (soportes horizontales).

Propiedades físicas del plyform de 22 mm de espesor, clase 2:

Momento de inercia, $I = 40.9 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $S_e = 31.75 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $I_b/Q = 169.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas del plyform de 22 mm de espesor, clase 2:

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 93.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 5.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 100,539.0 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ *Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-29:*

$$\begin{aligned} \text{Para tres o más claros, } l_b &= [1,000F_bS_e / w_b]^{1/2} \\ &= [1,000(93.5)(31.75) / 1,800]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{40.6 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ *Separación entre soportes horizontales en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec. 3-37:*

$$\begin{aligned} \text{Para tres o más claros, } l_s &= 167 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 167 (5.1)(169.0) / 1,800 \\ l_s &= \mathbf{80.0 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ *Separación entre soportes horizontales en función de las deflexiones:*

- De la Ec. 3-46a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Para } \Delta_d = l/360, l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(100,539.0)(40.9) / 72(1,800)]^{1/3} \\ l_\Delta &= \mathbf{45.2 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- De la Ec. 3-46b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{Para } \Delta_d = 1.55 \text{ mm, } l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(100,539.0)(40.9) / 8(1,800)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= 47.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Con el valor mínimo obtenido, procedemos a determinar el espaciamiento entre patines de vigas H20 adyacentes:

Número de claros entre vigas H20:

$$n = \frac{57.5}{40.6} = 1.4 \approx 1$$

1 claro entre vigas H20, 3 en total a lo largo del revestimiento, ver Figura 3-17.

De la Ec. 3-68:

$$\begin{aligned} S &= \frac{P_2 - 20(n + 1)}{n} + 4 \\ &= \frac{57.5 - 20(1 + 1)}{1} + 4 \\ &= 21.5 \text{ cm.} \end{aligned}$$

El proceso realizado previamente tiene como finalidad determinar el claro entre patines de vigas H20 adyacentes y corroborar que dicho claro no excederá el claro máximo admisible en el revestimiento, ya que el claro máximo admisible obtenido mediante los tres criterios de diseño fue de 40.6 cm, las vigas H20 pueden espaciarse a cada 21.5 cm, ver Figura 3-17.

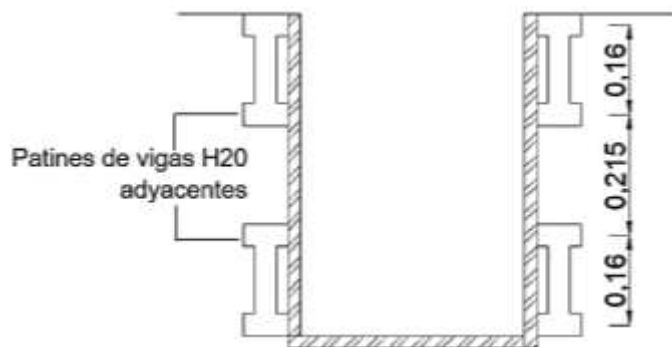


Figura 3-17. Distribución entre vigas H20 en los costados del encofrado. (Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], 2020)

D9b- Separación entre rieles de acero (soportes verticales).

Tal como se mencionó previamente, la franja de concreto actuante sobre cada patín de las vigas H20, será:

$$\begin{aligned}l &= \frac{s}{2} + 8 \\ &= \frac{21.5}{2} + 8 \\ l &= 18.75 \text{ cm}\end{aligned}$$

Carga uniformemente distribuida a lo largo de cada patín.

$$\begin{aligned}W &= P_{max} \cdot l/100 \\ &= 1,800 \cdot \frac{18.75}{100} \\ W &= 337.5 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

Propiedades físicas de patines de vigas H20, (soportes horizontales):

Ancho, b: 4 cm

Peralte, d: 8 cm

Momento de inercia, I = 170.7 cm⁴

Módulo de sección efectivo, Se = 42.7 cm³

Propiedades mecánicas de patines de vigas H20, (soportes horizontales):

Esfuerzo normal admisible, Fb = 101.7 Kg/cm².

Esfuerzo cortante Rolling shear, Fs = 16.6 Kg/cm².

Módulo de elasticidad, E = 101,971.6 Kg/cm².

Ya que la duración de la carga será mayor a 7 días, los esfuerzos admisibles no serán incrementados en un 25%.

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

- ✓ Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos normales en los soportes horizontales, de la Ec. 3-22:

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_b S / w]^{1/2} \\ &= [1,000(101.7)(42.7) / 337.5]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{113.4 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre soportes verticales en función de los esfuerzos cortantes en los soportes horizontales, de la Ec. 3-24:

$$\begin{aligned}l_v &= 320F_s b d / 3w + 2d \\ &= 320(16.6)(4)(8) / 3(337.5) + 2(8) \\ \mathbf{l_v} &= \mathbf{183.9 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre soportes verticales en función de deflexiones en los soportes horizontales:

- Para una deflexión $\Delta_d = 1/360$, de la Ec. 3-25a se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,971.6)(170.7) / 72(337.5)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{127.7 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- Para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, de la Ec. 3-25b se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,971.6)(170.7) / 8(337.5)]^{1/4} \\ &= \mathbf{103.8 \text{ cm}}\end{aligned}$$

Resumen para los patines de vigas H20:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre soportes verticales es: 113.4cm.

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre soportes verticales es: 183.9cm

Para la deflexión, el claro máximo entre soportes verticales es: 103.8cm

Por tanto, la separación máxima entre soportes verticales será 103.8 cm, para efectos de simplificar el proceso constructivo, se propone utilizar un espaciamiento entre soportes verticales de 100 cm de centro a centro.

D9c- Revisión para la separación entre varillas a lo largo del riel de acero.

Conforme a las recomendaciones previamente dadas, el espaciamiento entre varillas se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}l_3 &= P_2 + \frac{e}{10} - \frac{S}{2} + 7 \\ &= 57.5 + \frac{22}{10} - \frac{21.5}{2} + 7 \\ l_3 &= 56.0 \text{ cm}\end{aligned}$$

Por tanto, el espaciamiento entre varillas será 56.0 cm. Mediante dicho valor, procederemos a revisar si los rieles de acero son capaces de soportar

Propiedades físicas de rieles de acero (soportes verticales):

Ancho, b: 5 cm

Peralte, d: 10 cm

Momento de inercia, I = 412.0 cm⁴

Módulo de sección efectivo, Se = 82.4 cm³

Propiedades mecánicas de rieles de acero (soportes verticales):

Ya que la duración de la carga será mayor a 7 días, los esfuerzos admisibles no serán incrementados en un 25%.

Esfuerzo normal admisible, Fb = 1,522.1 Kg/cm².

Esfuerzo cortante Rolling shear, Fs = 1,525.2 Kg/cm².

Módulo de elasticidad, E = 2,040,000 Kg/cm².

La carga lineal actuante sobre los soportes verticales, será:

CAPÍTULO III: DISEÑO DE ENCOFRADOS

$$\begin{aligned}w &= P_{max} \cdot l/100 \\ &= 1,800 \cdot 100/100 \\ w &= 1,800 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles bajo esfuerzo normal. De la Ec. 3.60:

$$\begin{aligned}F_b &= l_3^2 \cdot w/1000 \cdot S \\ &= 56.0^2 \cdot 1,800/1000 \cdot 82.4 \\ F_b &= 68.5 \text{ Kg/cm}^2 < 1,522.1 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ok!}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles a cortante. De la Ec. 3.61:

$$\begin{aligned}F_s &= 0.0912wl/100 \\ &= 0.0912(1,800)(56)/100 \\ F_s &= 91.9 \text{ Kg/cm}^2 < 1,525.2 \text{ Kg/cm}^2 \therefore \text{ok!}\end{aligned}$$

- ✓ Revisión de claros a lo largo de los rieles debidos a deflexión. De la Ec. 3.62

$$\begin{aligned}\Delta &= 2l_3^4(w)/2,905EI \\ &= 2(56^4)(1,800)/2,905(2,040,000)(412.0) \\ \Delta &= 0.01 \text{ mm}\end{aligned}$$

La deflexión $l/360$, en mm será:

$$\frac{l}{360} = \frac{56}{36} = 1.56 \text{ mm}$$

Revisando la deflexión obtenida con los criterios de diseño:

$$\frac{l}{360} > \Delta < 1.55 \text{ mm}$$

$$1.56 \text{ mm} > 0.01 < 1.55 \text{ mm} \text{ ok!}$$

Por tanto, podemos concluir que, el espaciamiento entre varillas a lo largo de los rieles de acero, es factible para este diseño.

D9d- Fuerza soportada por cada varilla.

Área de influencia del concreto:

$$\begin{aligned} A &= l_2 \cdot P_1 \\ &= 1.0 * 0.75 \\ A &= 0.75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Fuerza ejercida sobre cada varilla:

$$\begin{aligned} F &= P_{\max} * A \\ &= 1,800 * 0.75 \\ F &= 1,350 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Por tanto, cada varilla roscada soportará 1,350 Kg, por tanto, una varilla roscada N°5 con 5,450 Kg es capaz de soportar dichas presiones.

Diseño del asiento de vigas.

D10a- Separación entre vigas secundarias.

Carga de diseño:

$$\begin{aligned} &1,800 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al concreto reforzado)} \\ &+ 180.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al impacto del concreto)} \\ &+ 27.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al peso propio del equipo)} \\ &+ 245.0 \text{ Kg/m}^2 \text{ (debido al personal)} \\ \hline P_{MAX} &= 2,252 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Propiedades físicas del plyform de 22 mm de espesor, clase 2:

Momento de inercia, $I = 40.9 \text{ cm}^4/\text{m}$

Módulo de sección efectivo, $Se = 31.75 \text{ cm}^3/\text{m}$

Constante Rolling shear, $Ib/Q = 169.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Propiedades mecánicas del plyform de 22 mm de espesor, clase 2:

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 93.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante Rolling shear admisible, $F_s = 5.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 100,539.0 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, en función de los esfuerzos normales en el revestimiento. De la Ec. 3-28:

$$\begin{aligned} \text{Para uno o dos claros, } l_b &= [800F_b S_e / w_b]^{1/2} \\ &= [800(93.5)(31.75) / 2,252]^{1/2} \\ l_b &= \mathbf{32.5 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, en función de los esfuerzos cortantes en el revestimiento. De la Ec. 3-36:

$$\begin{aligned} \text{Para dos claros, } l_s &= 160 F_s (I_b/Q) / w_s \\ &= 160 (5.1) (169.0) / 2,252 \\ &= \mathbf{61.2 \text{ cm}} \end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, en función de las deflexiones de diseño en el revestimiento.

De la Ec. 3-45a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\begin{aligned} l_\Delta &= [925EI / 18w_d]^{1/3} \\ &= [925(100,539.0)(40.9) / 18(2,252)]^{1/3} \\ l_\Delta &= \mathbf{45.4 \text{ cm}} \end{aligned}$$

De la Ec. 3-45b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\begin{aligned} l_\Delta &= [5,735EI / 2w_d]^{1/4} \\ &= [5,735(100,539.0)(40.9) / 2(2,252)]^{1/4} \\ l_\Delta &= \mathbf{47.8 \text{ cm}} \end{aligned}$$

Resumen para el revestimiento de plyform:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre vigas secundarias es: 32.5 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre vigas secundarias es: 61.2 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre vigas secundarias es: 45.4 cm

De lo anterior, se obtiene que la separación máxima admisible entre vigas secundarias será 32.5 cm, por tanto, procedemos a determinar el número de claros a utilizar en el revestimiento del asiento de viga y la separación de centro a centro entre vigas secundarias del asiento de viga.

Número de claros:

$$n = \frac{40}{32.5} = 1.2 \approx 2$$

Por tanto, el número de claros que se tendrán en el ancho de la viga, serán 2.

La separación entre vigas secundarias del asiento de vigas, puede ser determinado mediante la Ec. 3-72:

$$\begin{aligned} S &= \frac{B-b(n+1)}{n} + b \\ &= \frac{40 - 8(2 + 1)}{2} + 8 \\ S &= 16.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre vigas secundarias en el asiento de vigas será de 16.0 cm de centro a centro.

D10b- Separación entre vigas primarias.

Determinando la carga uniforme para este diseño:

$$\begin{aligned} W &= P * l/100 \\ &= 2,252.0 * 16/100 \\ W &= 360.3 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Propiedades físicas de vigas H20, (Vigas secundarias):

Ancho efectivo, $b = 8 \text{ cm}$

Peralte efectivo, $d = 20 \text{ cm}$

Momento de inercia, $I_x = 4,610 \text{ cm}^4$

Módulo de sección, $S_x = 400 \text{ cm}^3$

Propiedades mecánicas de vigas H20, (Vigas secundarias):

Esfuerzo normal admisible, $F_b = 110.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Esfuerzo cortante admisible, $F_s = 25.1 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad, $E = 101,971.6 \text{ Kg/cm}^2$.

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos normales en las vigas secundarias. *De la Ec. 3-22:*

$$\begin{aligned}l_b &= [1,000F_bS / w]^{1/2} \\ &= [1,000(110.5)(400)/360.3]^{1/2} \\ \mathbf{l_b} &= \mathbf{350.3 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de los esfuerzos cortantes las vigas secundarias. *De la Ec. 3-24:*

$$\begin{aligned}l_v &= 179,165.4/w \\ &= 179,165.4/360.3 \\ \mathbf{l_v} &= \mathbf{497.3 \text{ cm}}\end{aligned}$$

- ✓ Separación entre vigas primarias en función de las deflexiones de diseño en las vigas secundarias.

De la Ec. 3-25a, para una deflexión $\Delta_d = l/360$, se tiene:

$$\begin{aligned}l_\Delta &= [2,905EI / 72w_d]^{1/3} \\ &= [2,905(101,971.6)(4,610) / 72(360.3)]^{1/3} \\ \mathbf{l_\Delta} &= \mathbf{374.8 \text{ cm}}\end{aligned}$$

De la Ec. 3-25b, para una deflexión $\Delta_d = 1.55 \text{ mm}$, se tiene:

$$\begin{aligned}l_{\Delta} &= [18,011EI / 8w_d]^{1/4} \\ &= [18,011(101,971.6)(4,610) / 8(360.3)]^{1/4} \\ l_{\Delta} &= 232.8 \text{ cm}\end{aligned}$$

Resumen para vigas secundarias:

Para el esfuerzo normal, el claro máximo entre vigas primarias es: 350.3 cm

Para el esfuerzo cortante, el claro máximo entre vigas primarias es: 497.3 cm

Para la deflexión, el claro máximo entre vigas primarias es: 232.8 cm

Para este diseño, la longitud máxima admisible entre vigas primarias es de 232.8 cm. Con fines de facilitar el proceso constructivo, se propone utilizar una separación entre vigas primarias de 210 cm para hacer uso de marcos de carga como sistema de apuntalamiento.

D10c- Fuerza transmitida a cada puntal.

$$\begin{aligned}R &= \frac{P \cdot l_2 \cdot b}{2} \\ &= \frac{2,252.0 \cdot 2.1 \cdot 0.40}{2} \\ R &= 945.8 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Por lo tanto, cada puntal, deberá soportar una carga de 945.8 Kg a una altura de 3.50 m.

1- Resumen de diseño.

Elemento	Tamaños nominales y espaciamentos
Revestimiento	Plyform 22 mm de espesor.

Tabla 3-9. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20. Reyes, (2020).

Costados del encofrado de vigas.	
Soportes horizontales	Patines de vigas H20, espaciamiento entre patines de vigas H20 adyacentes, 21.5 cm.
Soportes verticales	Rieles de acero, a cada 100 cm a lo largo de los soportes horizontales.
Varillas	Varillas roscada de 5/8", a 56 cm a lo largo de los rieles de acero.
Fondo del encofrado de vigas.	
Vigas secundarias	Vigas H20, a cada 16 cm de centro a centro.
Vigas primarias	Riel de acero a cada 2.10 m a lo largo de las vigas secundarias del encofrado
Puntales	Deberán soportar 945.8 Kg a una altura de 3.50 m. espaciados a una distancia similar al ancho de la viga de concreto. (No será necesario revisar el espaciamiento a lo largo de los rieles de acero debido a su gran capacidad de carga)

Tabla 3-9. Resumen de diseño, para encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20. Reyes, (2020).

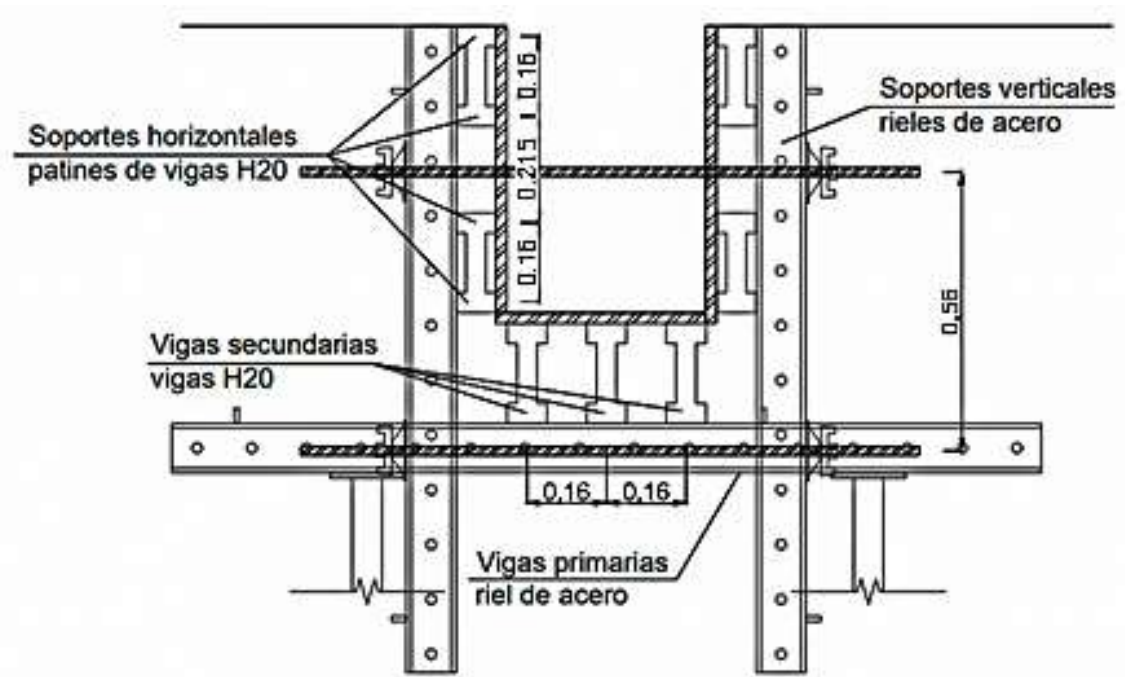


Figura 3-18. Distribución de elementos para un encofrado de vigas de concreto mediante vigas H20. Reyes, [Ilustraciones de encofrados, varias], (2020).

CAPÍTULO 4

MANUAL DE USUARIO PARA EL MANEJO DE LA
HERRAMIENTA DE CÁLCULO “FORMWORK
DESIGN UES - FDUES”

4.1. Información general.

Formwork Design UES, es una herramienta de cálculo dedicada al diseño de encofrados, tanto para el sistema de encofrados convencional (mediante madera aserrada), como encofrados mediante el uso del sistema de vigas H20. Dicha herramienta de cálculo, brinda al usuario la facilidad de poder obtener resultados de manera inmediata, para el dimensionamiento de estructuras de encofrados, ya sea, para muros, columnas, losas o vigas, mediante datos de entrada básicos y de fácil conocimiento para el usuario.

La programación de esta herramienta de cálculo, fue desarrollada en el lenguaje de programación Java y bajo el gestor de base de datos PhpMyAdmin. Además, los criterios de diseño están basados en las condiciones prescritas por el ACI 347.

El resultado esperado del diseño, es un reporte en PDF, que exhibe el dimensionamiento y distribución de cada uno de los elementos que conformarán al encofrado, para cada solicitud de carga que se le imponga.

4.2. Pasos a seguir para la instalación de *Formwork Design UES- FDUES*.

La gestión de los datos que requerirá utilizar el programa debe ser soportada por un servidor informático, el cual, sea capaz de albergar tanto los datos de diseño, como las librerías requeridas para el óptimo funcionamiento de dicho programa. Ya que, no es posible contar con un servidor informático estable, debido al alto costo que requiere poder acceder a ellos, se procederá, en primer lugar, a instalar un simulador de servidor informático, el cual, sea capaz de gestionar los datos que requerirá el programa.

Antes de dar inicio con la instalación de los simuladores y el programa, se deberá verificar si el ordenador donde se desea instalar, cuenta con la versión

actualizada de la licencia de Oracle Java. La comprobación se puede realizar de la siguiente manera:

1. Presionar las teclas **Win** + **R**, con lo cual, se abrirá el cuadro de diálogo Ejecutar de Windows.
2. En el cuadro de dialogo anterior, escribir “cmd” y presionar “Aceptar”.

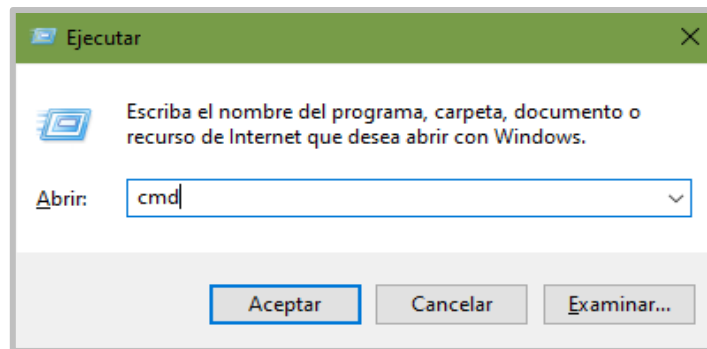


Figura 4-1. Cuadro de diálogo Ejecutar de Windows. Reyes, (2021)

3. Con lo anterior, se abrirá el cuadro de diálogo “Símbolo del sistema, tal como se muestra en la Figura 4-2.

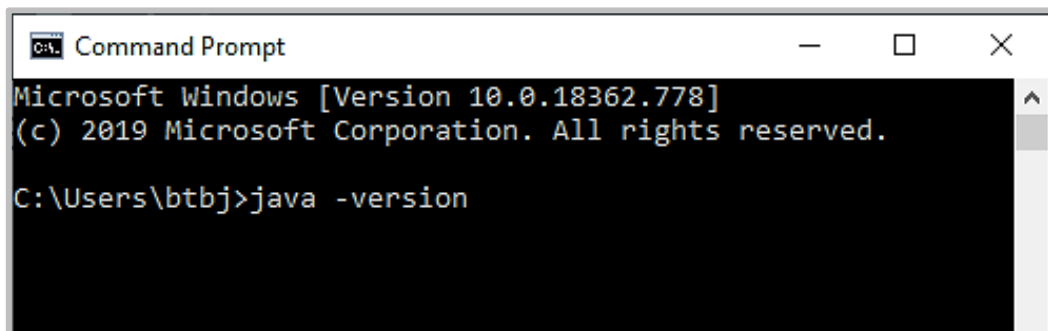


Figura 4-2. Cuadro de diálogo símbolo del sistema de Windows. Reyes, (2021)

4. Una vez abierto el cuadro de diálogo, se deberá escribir “java –version”, dejando un espacio entre la palabra “java” y el guión, y luego presionar la tecla Enter.
- ✓ Si el ordenador cuenta con una versión actualizada de Java, se mostrará el mensaje siguiente:

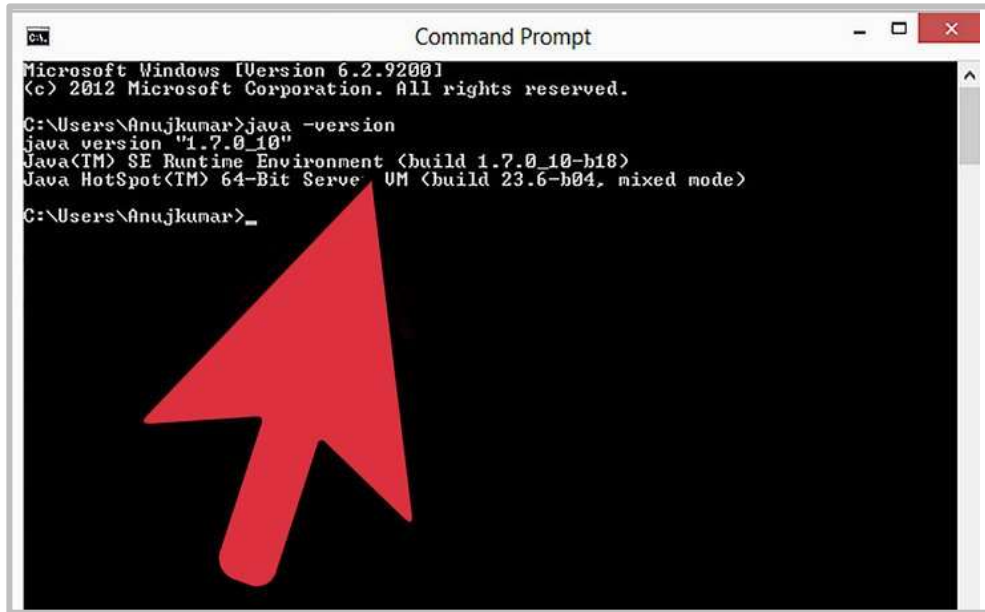


Figura 4-3. Verificación de una versión actualizada de Java. Wikihow, (2015).

- ✓ Si no existe ninguna versión instalada, se mostrará el mensaje: "java" no se reconoce como un comando interno o externo, programa o archivo por lotes ejecutable."

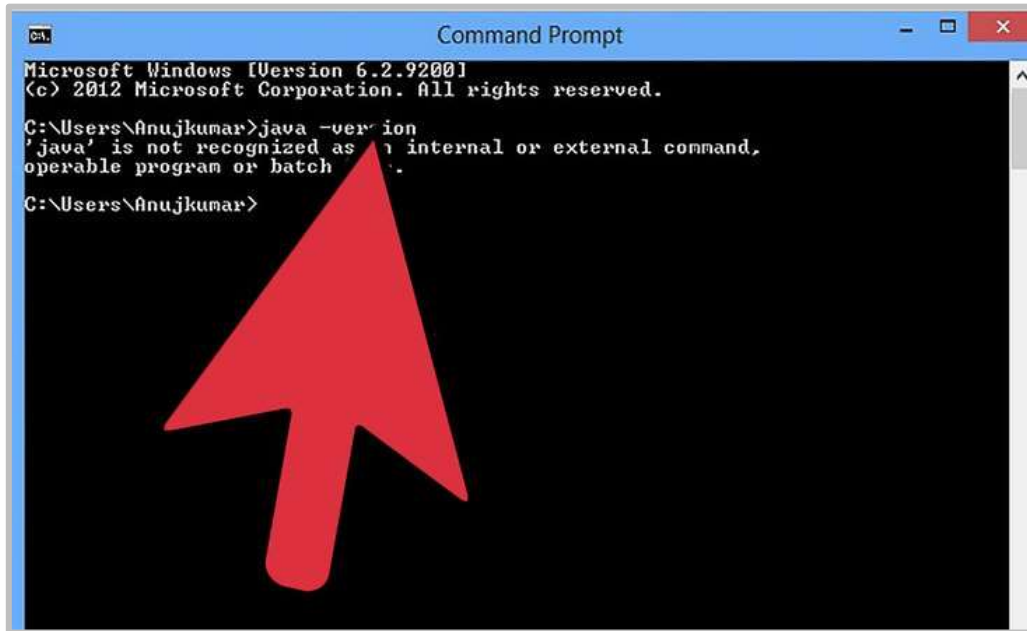


Figura 4-4. No existe versión java instalada en el ordenador. Wikihow, (2015).

- ✓ En un ordenador que sólo tenga instalada una versión antigua Java para Microsoft también se arrojará un mensaje de error. En un equipo con varias versiones de Java, este comando devolverá el valor por defecto de JVM (Java Virtual Machine).
- 5. Cuando se cuente con una versión antigua de Java, o no se cuente con ninguna de ellas en el ordenador, puede proceder a descargar una versión actualizada de Java, en la siguiente dirección web:

<https://java.com/es/download/> - [Download Java for Windows](#)

Una vez actualizada la versión de Java que corre en el ordenador, se puede proceder con la instalación del entorno para FDUES.

Para este trabajo de graduación, se trabajará con el gestor de bases de datos llamado Xampp. A continuación, se describe el proceso a seguir para su instalación:

1. En primer lugar, se deberá descomprimir la carpeta llamada “Formwork Design UES – FDUES” y ser copiada en el Disco local (C:). Una vez realizado, se deberá dar click derecho en el instalador de Xampp, llamado “xampp-windows-x64-7.3.10-0-VC15-installer” y seguidamente, dar click en “Ejecutar como administrador”, tal como se muestra en la Figura 4-5.

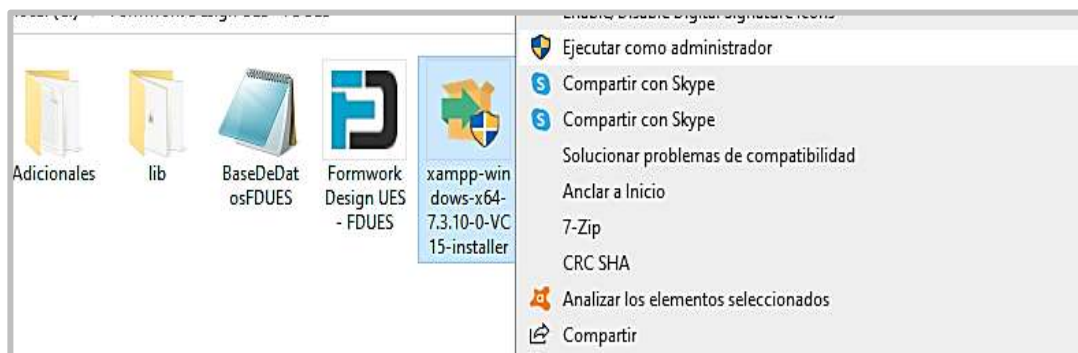


Figura 4-5. Ejecutar el instalador de Xampp como administrador. Reyes, (2021)

2. Sí antes de iniciar la instalación, se muestra una ventana de pregunta, donde se detalla que si se encuentra un antivirus ejecutándose podría volver lenta la instalación o interferir durante su proceso, y posteriormente pregunta si se desea continuar con la instalación, únicamente presionar el botón "Yes", para continuar con el proceso de instalación.

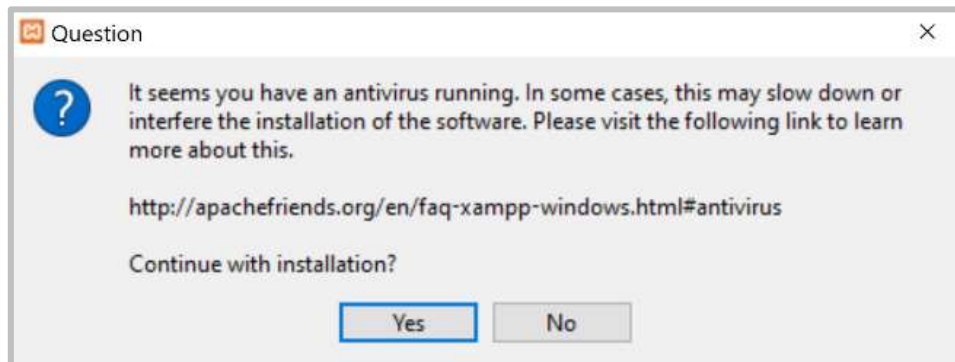


Figura 4-6. Ventana de advertencia sobre el antivirus. Software libre, (2019).

3. Posteriormente, emergerá una ventana de advertencia como la que se muestra en la Figura 4-7, únicamente dar click en "Ok".

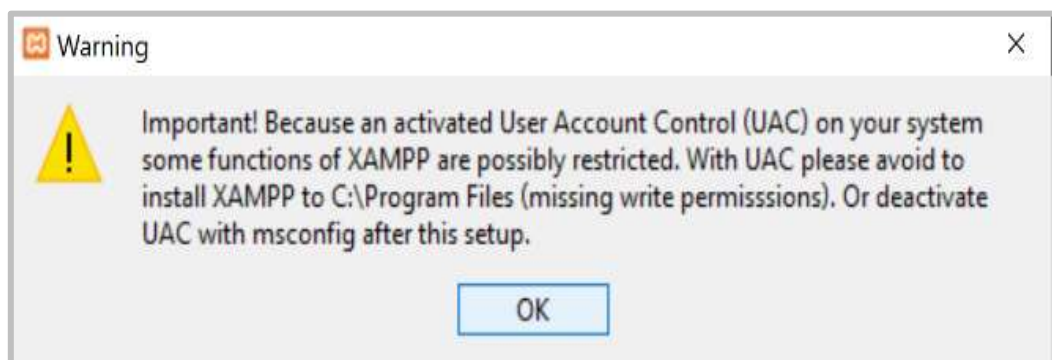


Figura 4-7. Ventana de advertencia acerca de problemas de compatibilidad con UAC. Software libre, (2019).

4. Una vez realizado el proceso anterior, Xampp comenzará su instalación, y se deberán seguir los pasos que se muestran en las siguientes ventanas contenidas en este mismo paso, en las cuales, únicamente se deberá dar click en "Next"

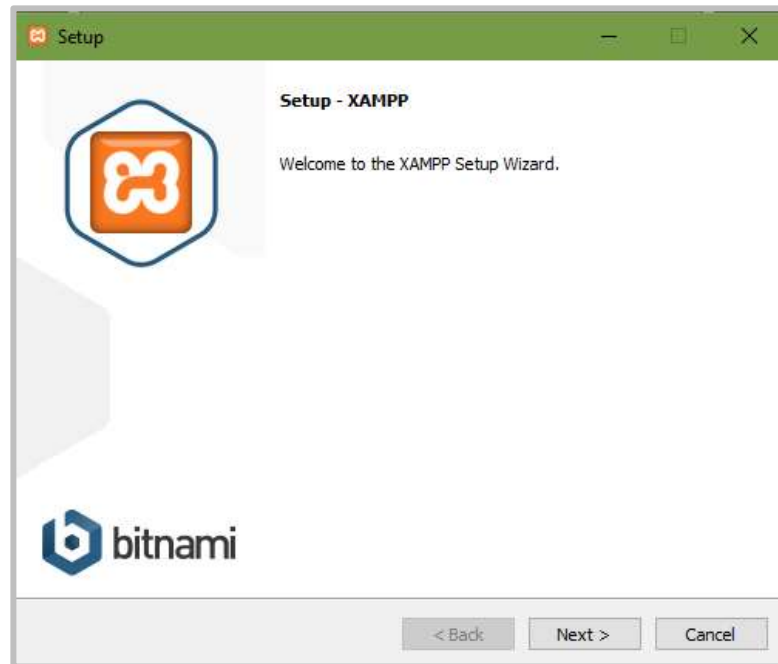


Figura 4-8. Ventana de bienvenida para la instalación de Xampp. Software libre, (2019).

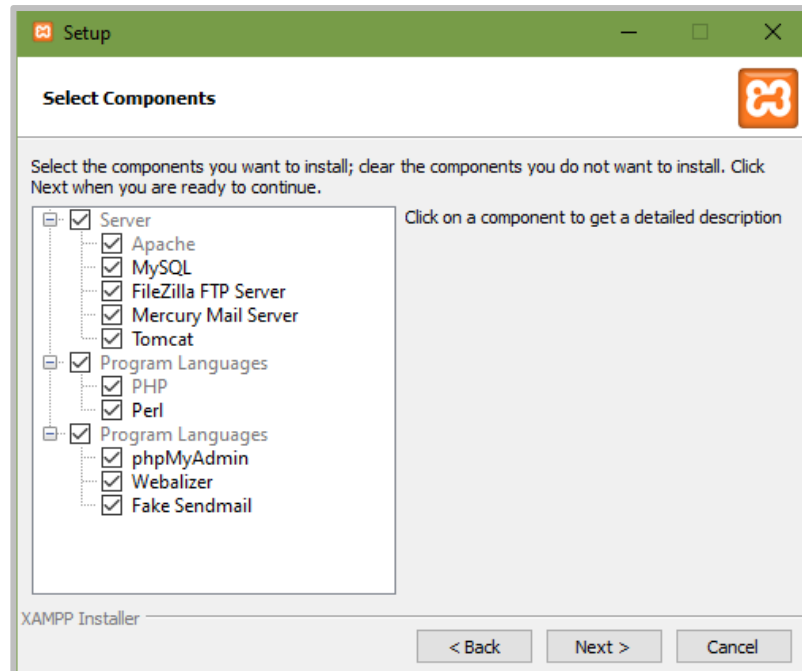


Figura 4-9. Componentes de gestión Xampp. Software libre, (2019).

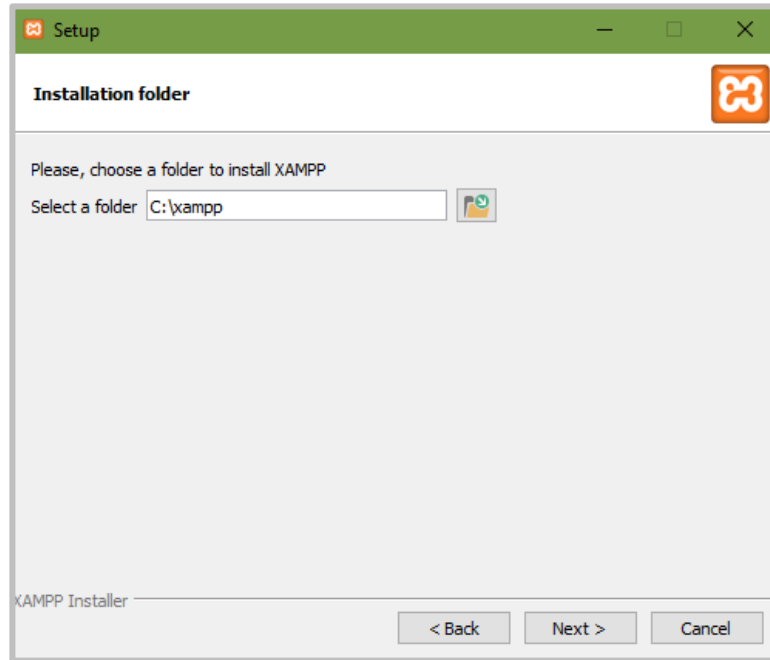


Figura 4-10. Ubicación de la carpeta de instalación Xampp. Software libre, (2019).



Figura 4-11. Complemento de instalación Xampp. Software libre, (2019).

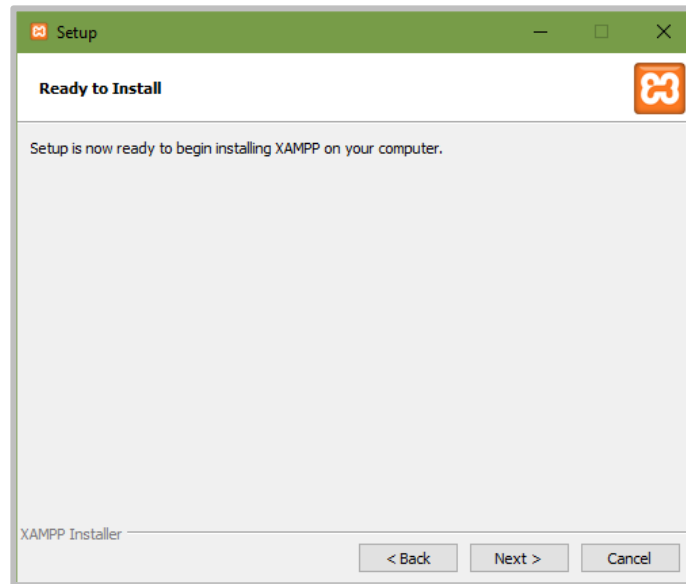


Figura 4-12. Todo listo para proceder con la instalación de Xampp. Software libre, (2019).

Una vez se de click en el botón “Next” que se muestra en la Figura 4-12, iniciará la instalación de Xampp, tal como se muestra en la Figura 4-13.



Figura 4-13. Inicio de instalación de Xampp. Software libre, (2019).

Acá se deberá seleccionar tanto la opción de “Redes privadas”, como las públicas y luego se deberá dar clic en el botón permitir acceso.

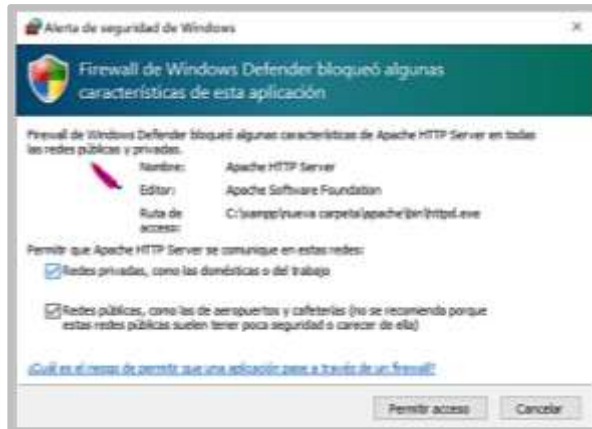


Figura 4-14. Acceso a redes privadas y públicas. Software libre, (2019).

Una vez finalizada la instalación, se mostrará una ventana como la presentada en la Figura 4-15.



Figura 4-15. Instalación de Xampp finalizada. Software libre, (2019).

Posteriormente, en la ventana mostrada en la Figura 4-16 se seleccionará el idioma a utilizar para el gestor Xampp.



Figura 4-16. Selección de idioma. Software libre, (2019).

5. Una vez seleccionado el idioma que presentará el programa, se desplegará la ventana que se muestra en la Figura 4-17, donde el usuario deberá dar click en el botón "Config", y posteriormente, activar "Apache" y "MySQL", en la sección de autoinicio de módulos, en la ventana que se muestra en la Figura 4-18.

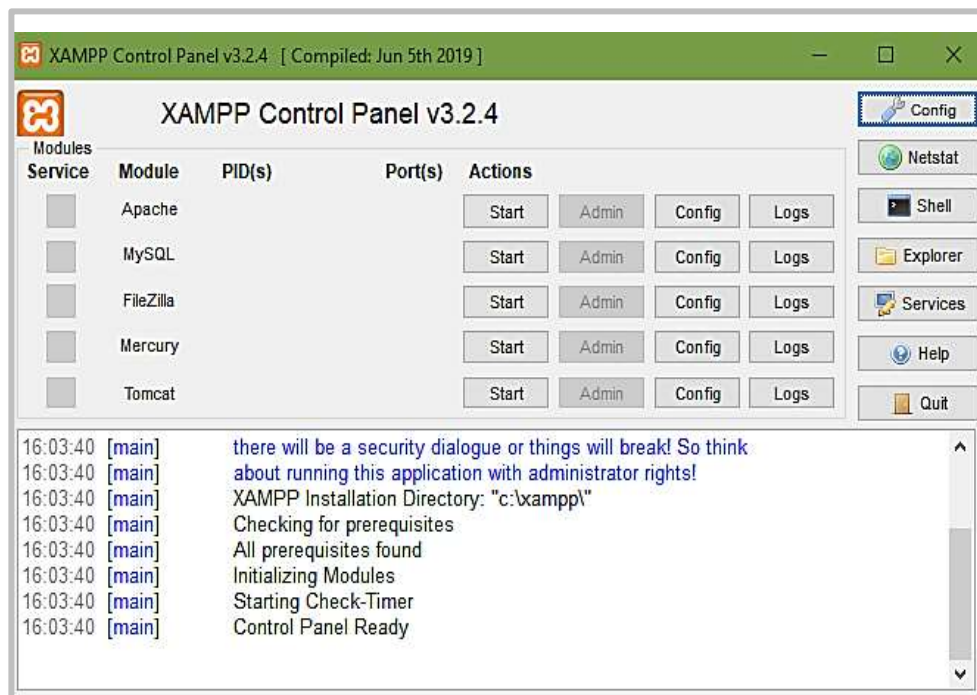


Figura 4-17. Panel de control Xampp. Software libre, (2019).

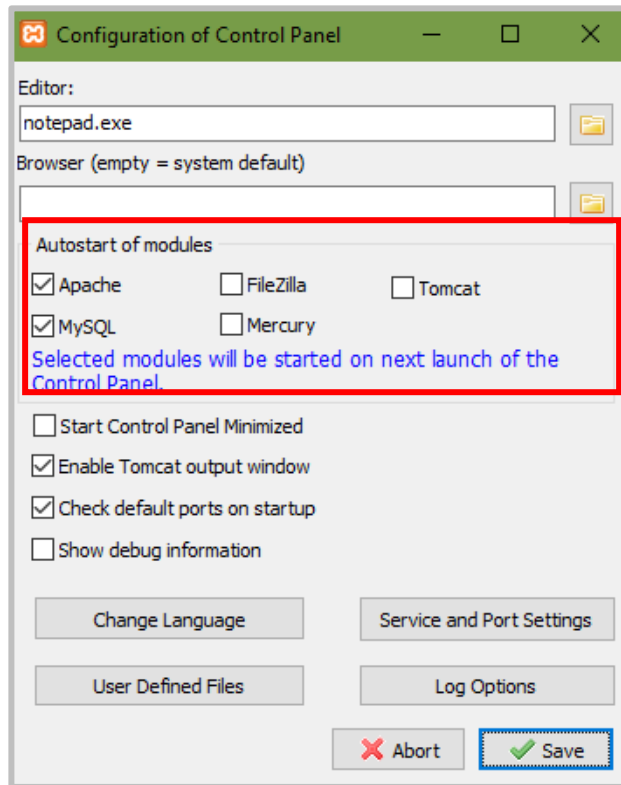


Figura 4-18. Activación de módulos en Xampp. Software libre, (2019).

Una vez activados los módulos de Xampp, se deberá dar click en “Save”, y posteriormente, se retornará a la ventana mostrada en la Figura 4-17 y se procederá a cerrar dicha ventana.

6. Una vez realizados los pasos anteriores, se deberá dirigir al Disco local (C:) y se buscarán los archivos generados luego de la instalación de Xampp, mostrados en la Figura 4-19.

xampp_start	30/03/2013 6:29	Aplicación	116 KB
xampp_stop	30/03/2013 6:29	Aplicación	116 KB
xampp-control	05/06/2019 6:10	Aplicación	3.290 KB
xampp-control	25/01/2021 22:26	Opciones de confi...	2 KB
xampp-control	25/01/2021 22:26	Documento de te...	4 KB

Figura 4-19. Archivos generados luego de la instalación de Xampp. Software libre, (2019).

Una vez identificados los archivos, se deberá seleccionar el archivo “Xampp-control” y dando click derecho, se deberá crear un acceso directo del archivo.

7. Una vez creado el acceso directo, se deberá presionar **Win** + **R**, se abrirá la ventana mostrada en la Figura 4-20, donde se deberá escribir “shell:startup”, con lo cual se desplegará la carpeta con la siguiente ruta:

“C:\Users\yourcomputer\AppData\Roaming\Microsoft\Windows\StartMenu\Programs\Startup”

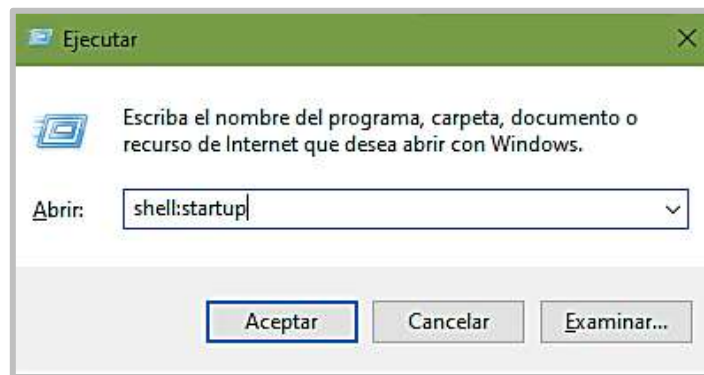


Figura 4-20. Buscar en el explorador la carpeta de inicialización automática de programas. Reyes, (2021)

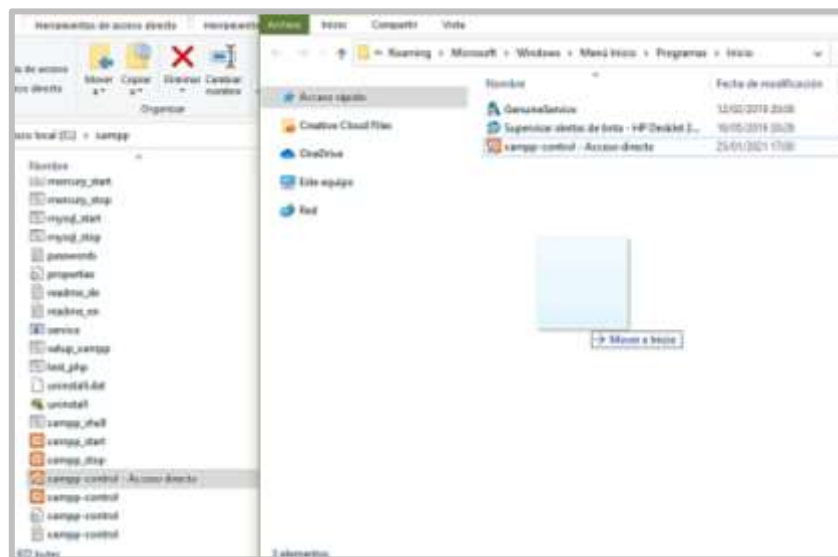


Figura 4-21. Copiar acceso directo de Xampp hacia carpeta de inicialización automática. Reyes, (2021)

Una vez abierta dicha carpeta, se procederá a mover el acceso directo creado en el paso 6 hacia la ventana abierta en este paso. Tal como se muestra en la Figura 4-21.

Ahora que se ha agregado el acceso directo a la carpeta de inicio, Windows abrirá el panel de control de XAMPP durante del arranque de la computadora. Tan pronto como se abra el panel de control de XAMPP, se activarán los módulos configurados para ejecutarse en forma automática.

8. Una vez realizado este proceso, proceder a reiniciar el ordenador.
9. Ya habiendo reiniciado el ordenador, se deberá proceder a cargar el código del programa en el siguiente sitio: “http://localhost/phpmyadmin/”, ingresando a través del navegador, preferiblemente Chrome. Dicho paso será de ayuda para poder conectarse con phpMyAdmin y poder ingresar a la base de datos con la que funcionará el software.

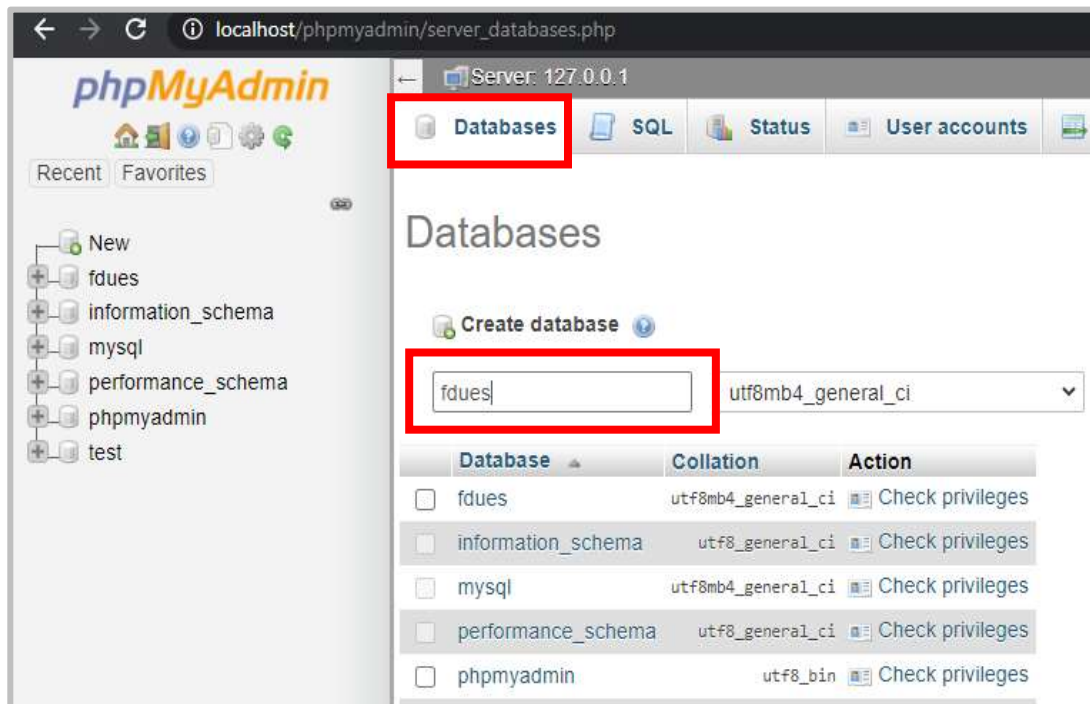


Figura 4-22. Creación de base de datos. phpMyAdmin, (2021).

Una vez habiendo ingresado en la dirección anterior, se mostrará la ventana presentada en la Figura 4-22. Lo primero que se deberá hacer, será crear una extensión para la base de datos. Ya que, invocaremos a una base de datos existente, únicamente debemos asignarle el nombre “fdues” a nuestra base de datos. Cabe mencionar que el nombre que deberá asignarse a dicha base de datos es único, por tanto, deberá ser escrito tal cual ha sido indicado.

Posteriormente, se procederá a buscar en la barra situada a la izquierda de la pantalla, la base de datos recién creada, es decir “fdues”, tal como se muestra en la Figura 4-23. Donde posteriormente, se deberá dar click en la pestaña “SQL”, donde posteriormente, se procederá a copiar el código del programa.

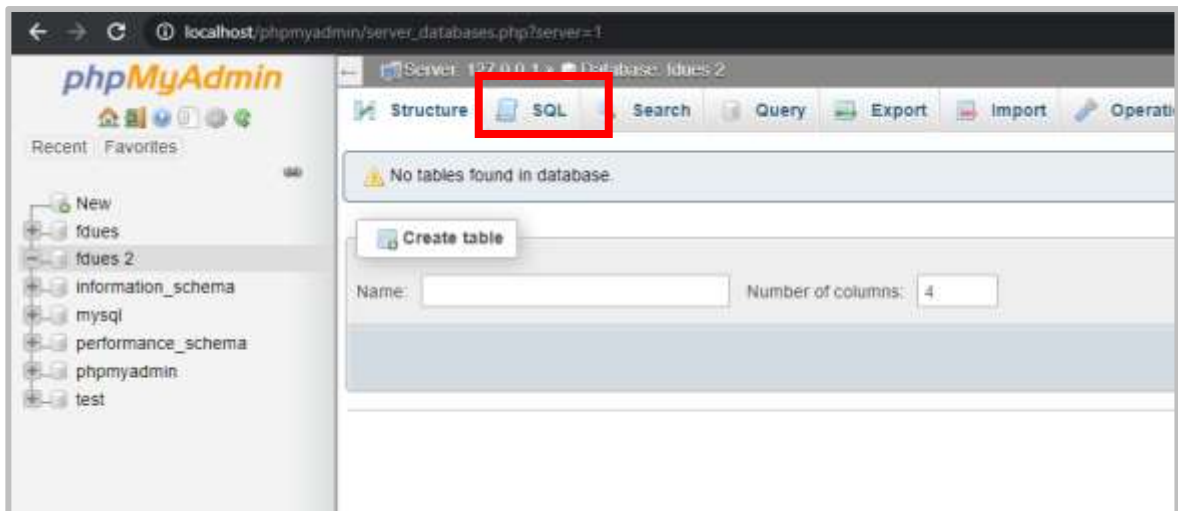


Figura 4-23. Asignación del código de programación. phpMyAdmin, (2021).

Posteriormente, se deberá dirigir a la carpeta proporcionada llamada “Formwork Design UES – FDUES”, y abrir el bloq de notas nombrado “BaseDeDatosFDUES”, donde se deberá presionar Ctrl+E y luego Ctrl+C, para seleccionar el código completo y copiarlo y dirigimos nuevamente a la ventana que se muestra en la Figura 4-23, para prodecer a pegar dicho código, mediante Ctrl+V.

DISEÑO DE UNA HERRAMIENTA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL PARA LOS SISTEMAS DE ENCOFRADO IN SITU: MADERA ASERRADA Y SISTEMA DE VIGAS H20

CAPÍTULO IV: MANUAL DE USUARIO PARA EL MANEJO DE LA HERRAMIENTA DE CÁLCULO “FORMWORK DESIGN UES - FDUES”

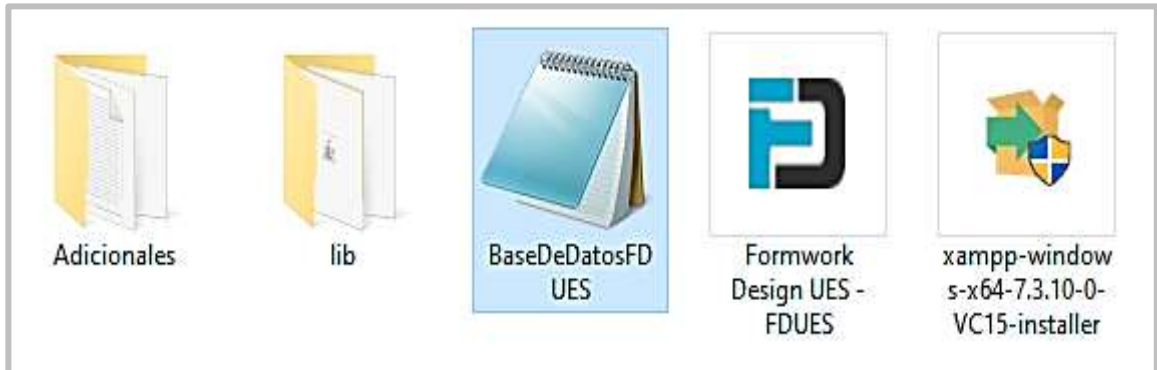


Figura 4-24. Codificación del programa de diseño. Reyes, (2021)

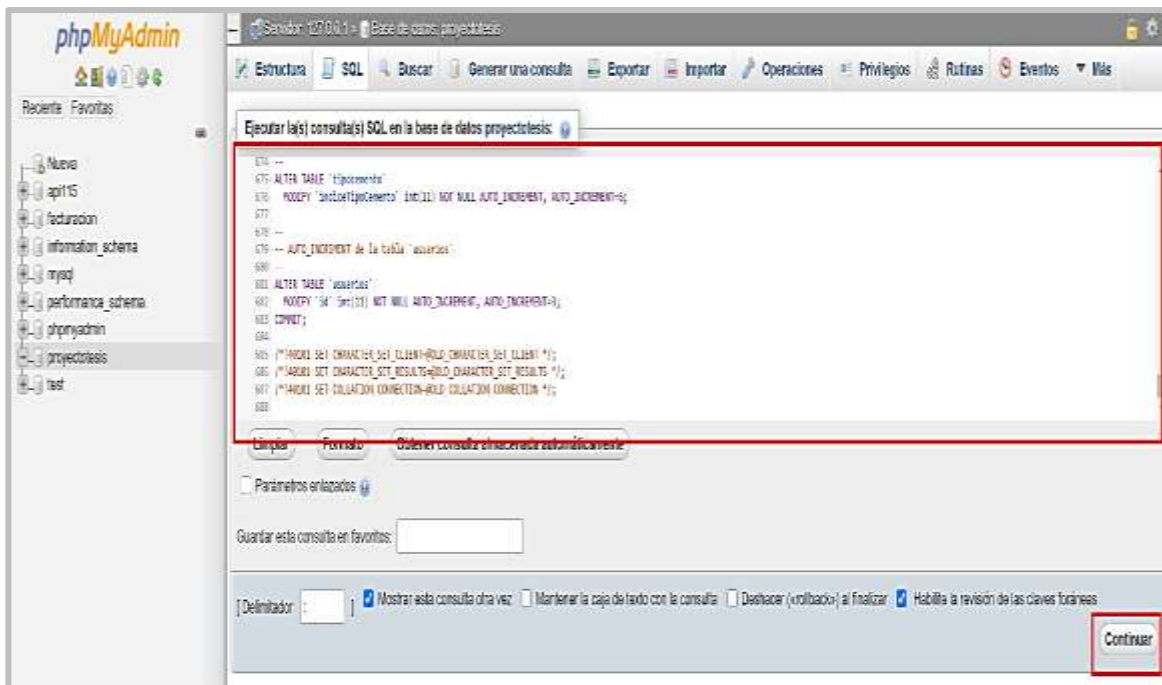


Figura 4-25. Asignación del código de programación. phpMyAdmin, (2021).

Una vez pegado el código, se procederá a dar click sobre el botón denominado “Continuar”, o bien, “Go”. Una vez realizado dicho proceso, se cargará la codificación del programa al administrador y si todo se ha realizado correctamente, se mostrará una pantalla de verificación como la siguiente:

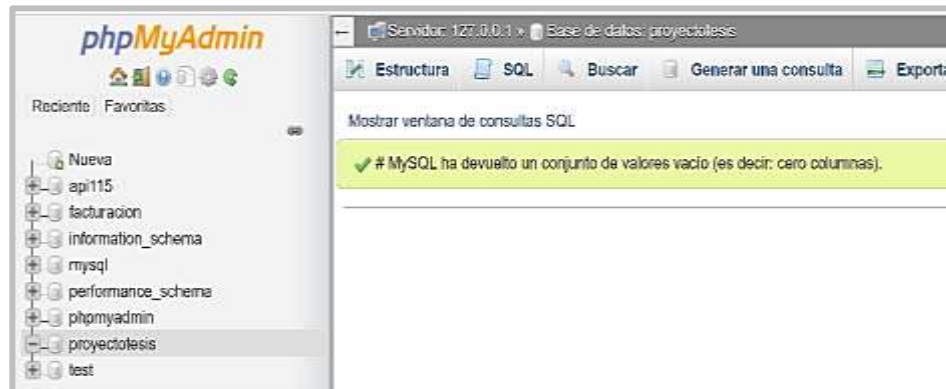


Figura 4-26. Verificación de la codificación asignada a la base de datos. phpMyAdmin, (2021).

Habiendo realizado dicho proceso, el programa se encuentra listo y en óptimas condiciones para ser utilizado.

10. Finalmente, en la carpeta proporcionada, llamada “Formwork Design UES – FDUES”, se deberá crear un acceso directo del archivo en formato .exe, llamado “Formwork Design UES – FDUES”, tal como se muestra en la Figura 4-27.

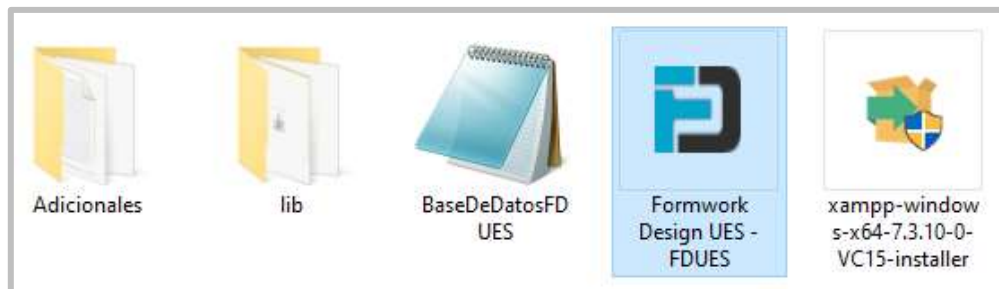


Figura 4-27. Creación de acceso directo para programa de diseño. Reyes, (2021)

Dicho acceso directo que será creado a partir del programa señalado en la Figura 4-27, deberá ser copiado al escritorio.

Una vez habiendo realizado cada uno de los pasos indicados, el programa puede ser utilizado para el análisis de distintos tipos de estructuras de encofrados.

4.3. Descripción del entorno de diseño.

La interfaz de la herramienta de cálculo, trata de ser lo más simple y optimizada posible para el usuario.



Figura 4-28. Registro de Usuario. Universidad de El Salvador, (2021).

En primer lugar, una vez instalado el programa en su ordenador, el usuario deberá iniciar sesión mediante un usuario y contraseña únicos, dicho usuario fue creado para efectos de propiedad intelectual del programa. Para proceder a iniciar sesión, se deberá ingresar en el campo llamado "Usuario", el usuario único definido como "FDUES" y en el campo llamado "Contraseña", se deberá ingresar la contraseña definida como "encofrados2021". Ver Figura 4-28.

Una vez se ha iniciado sesión en el programa, se mostrará el entorno de gestión del usuario (ver Figura 4-29), donde éste, podrá realizar sus consultas para distintas estructuras de encofrados, y, además, podrá revisar su historial de consultas para tener mayor control acerca de los reportes que se han generado previamente.



Figura 4-29. Entorno de gestión del usuario. Universidad de El Salvador, (2021).

Una vez que el usuario se disponga a realizar las consultas del diseño de encofrados que se desea, deberá seguir los siguientes pasos:

1. Dar click en la pestaña “Encofrados”
2. Dar click en la opción “Seleccionar encofrado”

Una vez realizado dicho proceso, se desplegará la ventana de selección del sistema con el que se desea trabajar, ya sea, madera aserrada, o bien, el sistema de vigas H20, tal como se muestra en la Figura 4-30.

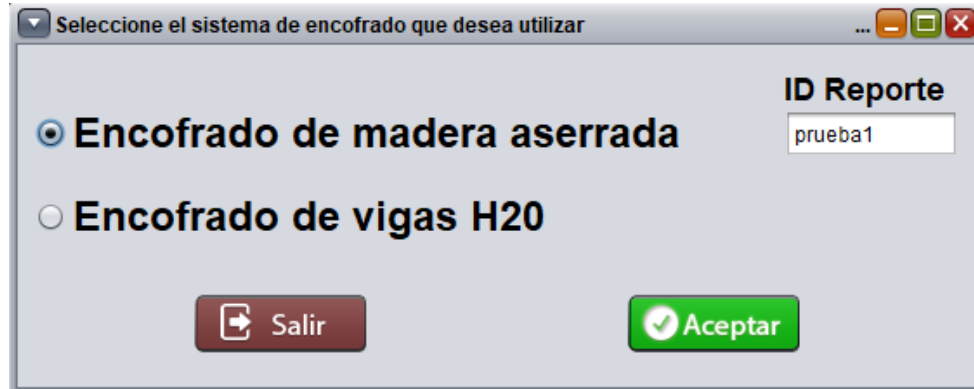


Figura 4-30. ID único para cada proceso de cálculo. Universidad de El Salvador, (2021).

Se aprecia que, se deberá indicar en el campo “ID Reporte” un código alfanumérico definido por el usuario, dicho ID, servirá para identificar cada reporte generado y poder consultarlo posteriormente.

Una vez que el usuario seleccione el sistema de encofrados con el que desea trabajar, independientemente de cual sea, el programa mostrará 4 opciones de estructuras que se podrán encofrar:



Figura 4-31. Selección del tipo de estructura a colar. Columnas. Universidad de El Salvador, (2021).

1. Losas.
2. Vigas.

Cada una de estas opciones cuenta con un entorno distinto, ya que el diseño implícito del encofrado así lo requiere. A continuación, se procede a describir el entorno gráfico para cada una de estas opciones:

4.3.1. Encofrados para muros.

Paso 1. Selección del tipo de concreto a utilizar.

Cuando se seleccione el diseño para un encofrado de muros, ya sea, mediante madera aserrada o bien, el sistema de vigas H20, se desplegará la ventana que se muestra en la Figura 4-32, donde, se deberá seleccionar el tipo de concreto que se utilizará para el diseño.



Figura 4-32. Selección del tipo de concreto a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 2. Introducción de las propiedades del concreto.

Una vez seleccionado el concreto a utilizar durante el proceso de colado de la estructura, se desplegará la ventana mostrada en la Figura 4-33, en la cual debemos indicar ciertas propiedades del concreto seleccionado como:

1. Peso específico del concreto en Kg/m^3 .
2. Temperatura del concreto en $^{\circ}\text{C}$.
3. Tipo de cemento a utilizar en la mezcla. (Aquí se deberá indicar si la mezcla cuenta con aditivos).

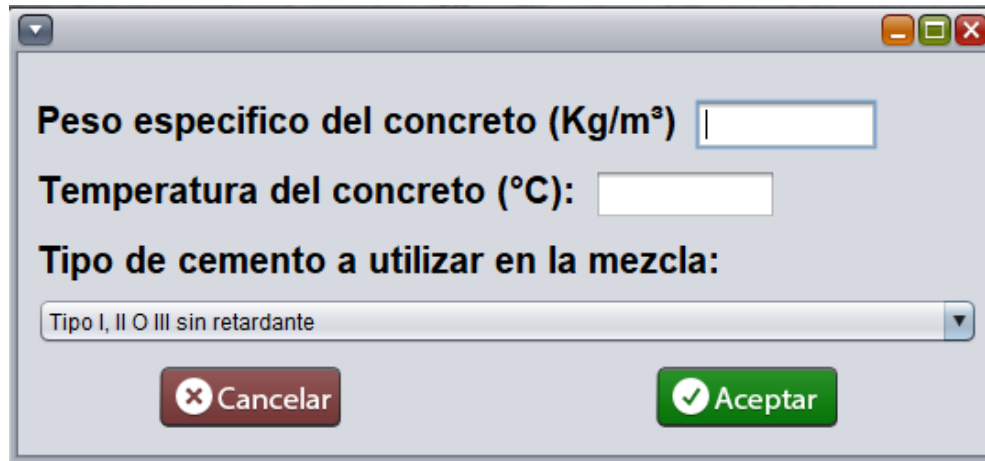


Figura 4-33. Propiedades del concreto a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Los parámetros establecidos en esta ventana, serán los que definan cual fórmula del ACI comité 347 será la indicada para realizar el cálculo de presiones del concreto fresco

Paso 3. Introducción de parámetros dimensionales de la estructura a colar

Una vez seleccionado el tipo de concreto y habiendo introducido sus propiedades, emergerá la ventana que se muestra en la Figura 4-34. Dicha ventana, proporcionará al programa los parámetros dimensionales del encofrado, los campos a completar serán:

1. Altura del muro en metros, deberá limitarse a valores entre 1.0 m y 10.0 m.
2. Longitud del muro en metros.
3. Espesor del muro en metros, deberá limitarse a valores entre 0.1 m y 1.0 m.
4. Altura a colar. *
5. Espaciamiento entre puntales a lo largo del encofrado en metros.
6. Apoyo del puntal en altura en metros. **
7. Apoyo del puntal en el piso en metros. ***

* La altura a colar hace referencia a la altura de colado proyectada a la cual se estima llegar antes de que el concreto vertido haya fraguado y haya perdido su capacidad de fluir, dicho lo anterior, la altura a colar puede ser a una altura parcial

del encofrado, o bien, a la altura total del mismo (dicha altura puede considerar el uso de ventanas de colado al introducirse una altura específica en el campo llamado "Otra").

** El apoyo del puntal en altura, hace referencia a la distancia desde la base del encofrado hasta el punto de apoyo del puntal sobre el encofrado.

*** El apoyo del puntal en el piso, hace referencia a la distancia desde la base del encofrado hasta el punto de apoyo del puntal sobre el piso.

The screenshot shows a dialog box with the following fields and options:

- Altura del muro (m):
- Largo del muro (m):
- Espesor del muro (m):
- Altura a colar (m):
 - A la altura del muro
 - Otra
- Espaciamiento entre puntales a lo largo del encofrado (m):
- Apoyo del puntal en altura (m):
- Apoyo del puntal en el piso (m):

Buttons: and

Figura 4-34. Parámetros dimensionales para el diseño del encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 4. Selección del método de colado a utilizar.

Una vez que se han introducido los parámetros dimensionales del encofrado, emergerá la ventana que se muestra en la Figura 4-35.

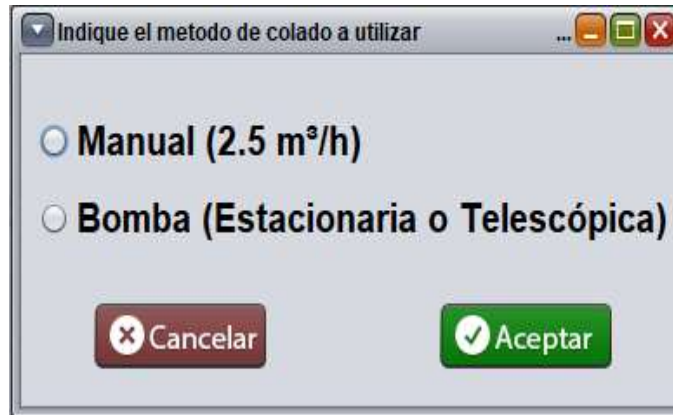


Figura 4-35. Método de colado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Dicha ventana considera dos opciones:

1. El colado se realizará de manera manual, mediante el uso de concretera y considerando un rendimiento de $2.5 \text{ m}^3/\text{h}$, mediante dicho valor y las dimensiones del encofrado, el programa procederá a calcular la tasa de llenado del encofrado.
2. El colado se realizará mediante bomba, ya sea estacionaria o telescópica, cuando se haga uso de bombas, se deberá indicar al programa la tasa de llenado del encofrado. Cuando se seleccione en la ventana mostrada en la Figura 4-32, que se hará uso de concreto autocompactable, la ventana mostrada en la Figura 4-35, habilitará únicamente el uso de bomba para el proceso de colado. La tasa de llenado recomendada es de $3.0 \text{ m}^3/\text{h}$, pero el usuario podrá introducir en la ventana que se muestra en la Figura 4-36, la que mejor se adapte a sus necesidades y requerimientos.

Además, se observa que la ventana mostrada en la Figura 4-36, incluye una opción denominada "Bombeado desde la base del encofrado", dicho criterio obedece a la condición que indica el ACI 347, donde los bombeados de concretos desde la base del encofrado, incrementarán en un 25% la presión hidrostática completa ejercida por el encofrado.

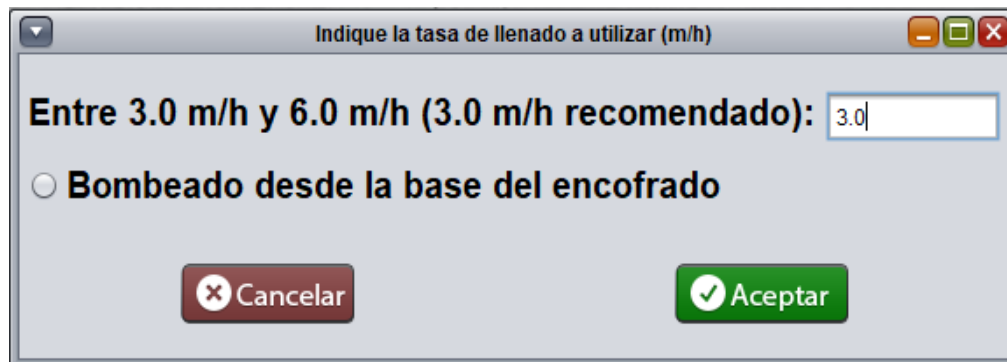


Figura 4-36. Tasa de llenado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 5. Selección de los elementos que compondrán al encofrado.

Posteriormente, el usuario deberá seleccionar los elementos que conformarán a las distintas partes del encofrado. Esta ventana tendrá algunas variantes dependiendo de si se trata de un encofrado para muros mediante madera aserrada o mediante el sistema de vigas H20.

La Figura 4-37, muestra una ventana para la selección de cada uno de los miembros que compondrán a un encofrado de muros mediante madera aserrada, hay que notar que dicha ventana incluye una opción denominada "Madera en condición húmeda", la cual, al ser habilitada, asigna los valores y factores de ajuste establecidos por la NDS 2018, correspondientes a esta condición. Cabe mencionar que, tanto para el sistema de madera aserrada como el de vigas H20, se deberá seleccionar tanto el grupo como la clasificación de esfuerzos en el caso de utilizar plywood corriente o fenólico y para el caso del plyform, se deberá seleccionar su clase. En caso que el usuario no conozca dichas propiedades, podrá asumir que tanto el plywood corriente y el plywood fenólico serán del grupo 2, y que tendrán una clasificación de esfuerzos S-2. En el caso de emplearse plyform y desconocerse su clase, el usuario podrá asumir que será de clase 2.



Figura 4-37. Selección de los miembros que compondrán a los sistemas de encofrados de muros mediante madera. Universidad de El Salvador, (2021).

La Figura 4-38, muestra una ventana para la selección del revestimiento a utilizar en el sistema de vigas H20. A diferencia del sistema de madera aserrada, en el sistema de vigas H20, no se deberá seleccionar los elementos para conformar los Studs y Walers, ya que, en este sistema, las vigas H20, funcionarán como Studs y los rieles de acero como Walers, cuyas propiedades ya se encuentran establecidas en el programa para ser dispuestas durante la ejecución del mismo-



Figura 4-38. Selección del revestimiento que compondrá al sistema de encofrados mediante el sistema de vigas H20. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 6. Generación del reporte.

Finalmente, tal como puede observarse en las Figuras 4-37 y 4-38, aparece un botón denominado “Previo”, al dar click en dicho botón, el programa será ejecutado e inmediatamente mostrará una pre visualización del reporte.



Figura 4-39. Vista previa del reporte de resultados. Universidad de El Salvador, (2021).

Una vez se muestre la vista previa, el usuario podrá proceder a guardar dicho reporte en cualquier ruta de su ordenador, asignándole un nombre y recordando que antes de guardar, se debe seleccionar el formato en PDF.

4.3.2. Encofrados para columnas.

El proceso de introducción de datos para encofrados de columnas será muy similar al de encofrados de muros, tanto para el sistema de madera aserrada como el sistema de vigas H20. Las ventanas mostradas en los pasos 1, 2, 4 y 6 de la sección 4.2.2, serán exactamente iguales para encofrados de columnas, es por ello que, a continuación, se mostrarán únicamente los pasos que presenten ciertas variantes respecto a las ventanas previamente mostradas.

Paso 3. Introducción de parámetros dimensionales de la estructura a colar

Una vez realizados los pasos 1 y 2, se procederá a introducir los parámetros dimensionales de la estructura a encofrar. La composición de la ventana es muy similar a la del paso 3 para encofrados de muros, con la diferencia que, en esta ventana, se incluyen campos para indicar las dimensiones de la sección transversal de la columna, tal como se muestra en la Figura 4-40.

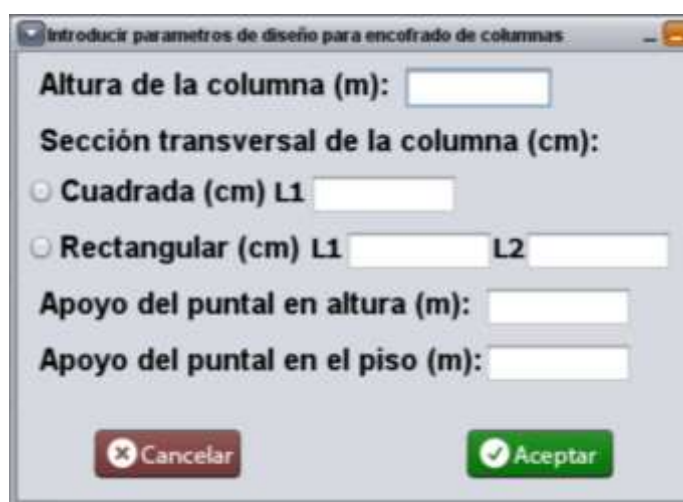


Figura 4-40. Parámetros dimensionales para el diseño del encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 5. Selección de los elementos que compondrán al encofrado.

La ventana que se muestra en la Figura 4-40, es similar a la correspondiente a encofrados para muros, con la diferencia que, aquí se deberá seleccionar el material para las abrazaderas, las cuales serán las encargadas de confinar la estructura.

En el caso de columnas mediante el sistema de vigas H20, únicamente se seleccionará el material a utilizar como revestimiento del encofrado.

La Figura 4-41, al igual que en el caso de encofrados para muros y columnas, muestra un botón llamado “Previo”, al pulsar dicho botón, el programa ejecutará el mismo proceso descrito en el paso 6 de la sección 4.2.1.

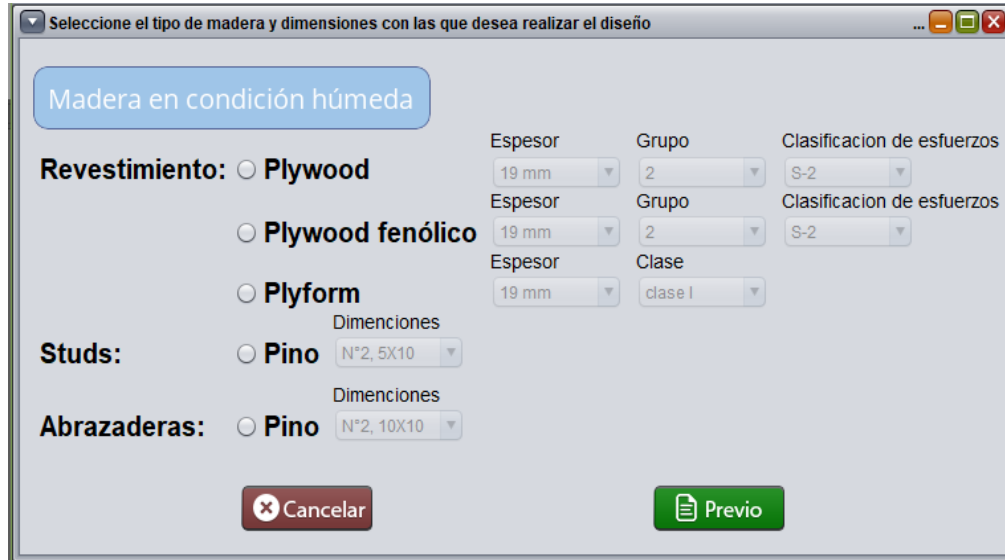


Figura 4-41. Selección de los miembros que compondrán a los sistemas de encofrados de columnas mediante madera. Universidad de El Salvador, (2021).

4.3.3. Encofrados para losas.

Los pasos a seguir para el diseño de encofrados para losa serán muy sencillos, éstos, se muestran a continuación.

Paso 1. Introducción de parámetros de diseño para encofrados de losas.

En la ventana mostrada en la Figura 4-42, el usuario deberá especificar:

1. El espesor de la losa, en cm.
2. El peso específico del concreto, en kg/m^3

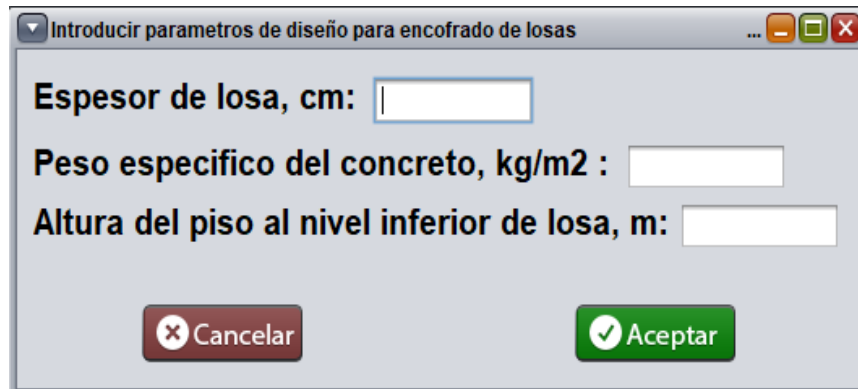


Figura 4-42. Parámetros de diseño para encofrados de losas. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 2. Selección del método de colado a utilizar.

Posteriormente, emergerá la ventana mostrada en la Figura 4-43, donde el usuario deberá seleccionar el método de colado que desea utilizar. Dicho parámetro servirá para determinar la carga debida al impacto del concreto sobre el encofrado, durante el proceso de colado. Las opciones de colado que el usuario podrá seleccionar serán:

1. Método manual. Dicho método no producirá un incremento debido al impacto del concreto sobre el encofrado.
2. Mediante bomba. Dicho método producirá un incremento de un 10% en la presión hidrostática completa, debida al impacto del concreto sobre el encofrado.
3. Mediante tolva. Dicho método producirá un incremento de un 25% en la presión hidrostática completa, debida al impacto del concreto sobre el encofrado.

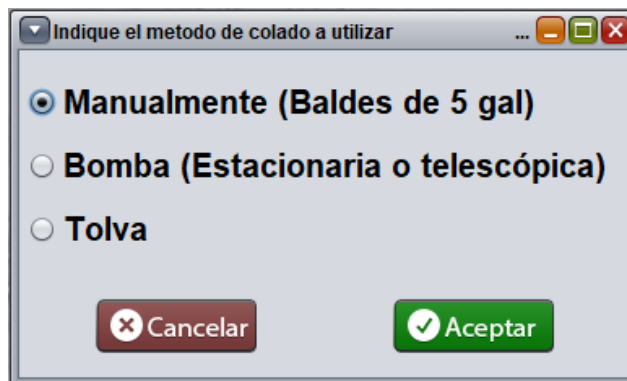


Figura 4-43. Método de colado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Paso 3. Selección de los elementos que compondrán al encofrado.

Al igual que en el caso de encofrados para muros y columnas mediante madera aserrada, el usuario deberá seleccionar los distintos elementos que conformarán al encofrado para losas (ver Figura 4-44). Es importante que el usuario tenga

presente que, el caso de encofrados mediante madera aserrada, el programa de diseño impondrá el uso de puntales como sistema de apuntalamiento.

The screenshot shows a software interface for selecting wood and dimensions. The window title is "Seleccione el tipo de madera y dimensiones con las que desea realizar el diseño". At the top, there is a button labeled "Madera en condición húmeda". Below this, there are three radio button options for "Revestimiento": "Plywood", "Plywood fenólico", and "Plyform". Each option has associated dropdown menus for "Espesor" (19 mm), "Grupo" (2), and "Clasificación de esfuerzos" (S-2). Below these, there are two radio button options for "Vigas secundarias" and "Vigas primarias", both set to "Pino". Each has a "Dimensiones" dropdown menu set to "N°2, 5X10". At the bottom, there are two buttons: "Cancelar" (red) and "Previo" (green).

Figura 4-44. Selección de los elementos que compondrán al encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).

En el caso del sistema de vigas H20 para encofrados de losas, el usuario únicamente podrá seleccionar el tipo de revestimiento a utilizar. El usuario deberá tener presente que, cuando se haga uso de este sistema para encofrados de losas, el programa de diseño impondrá el uso de marcos de carga (módulos de 2.10mX1.20m, o bien, 1.20mX1.20m) como sistema de apuntalamiento, cuyo uso dependerá de la carga que se le imponga al encofrado.

La Figura 4-44, al igual que en el caso de encofrados para muros y columnas, muestra un botón llamado “Previo”, al pulsar dicho botón, el programa ejecutará el mismo proceso descrito en el paso 6 de la sección 4.2.1.

4.3.4. Encofrados para vigas.

Paso 1. Introducción de parámetros de diseño para encofrados de vigas.

A diferencia del diseño de encofrados para losas, en el diseño para encofrados de vigas se deberá proporcionar mayor información dimensionar acerca de la estructura que se desea colar. Tal como puede apreciarse en la Figura 4-45, el usuario deberá proporcionar la siguiente información:

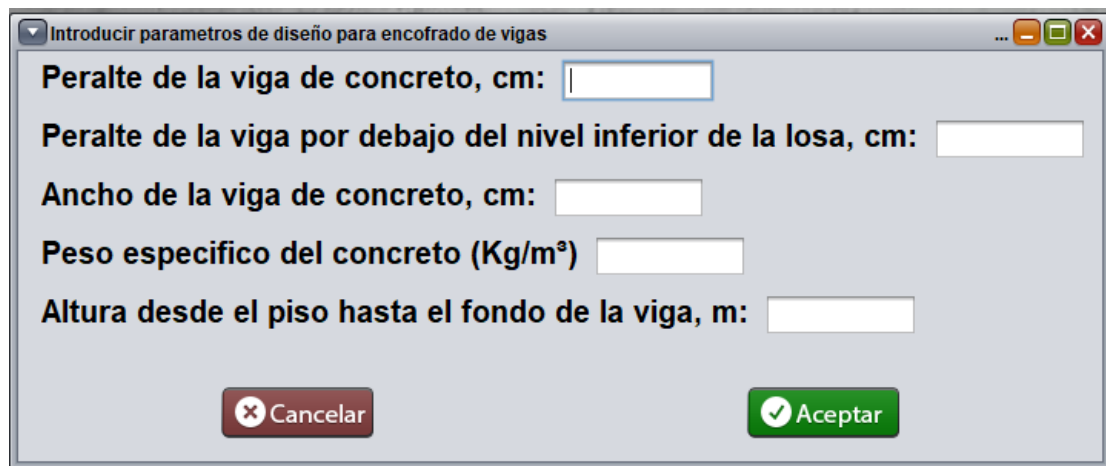


Figura 4-45. Parámetros de diseño para encofrados de vigas. Universidad de El Salvador, (2021).

1. Peralte de la viga de concreto, en cm.
2. Peralte de la viga por debajo del nivel inferior de losa, en cm.
3. Ancho de la viga de concreto, en cm.
4. Peso específico del concreto, en kg/m^3 .
5. Altura desde el piso hasta el fondo de la viga, en m.

El peralte de la viga de concreto, será un dato que el programa utilizará para determinar la presión que el concreto ejercerá sobre la estructura del encofrado. Por otra parte, el peralte por debajo del nivel inferior de losa será un dato de referencia para el programa, para determinar la distribución de los soportes horizontales que conformarán al sistema de balules que darán soporte a los costados del encofrado.

En el caso del sistema de madera aserrada, el peralte total de la viga deberá encontrarse entre 40 cm y 150 cm, y para el caso del peralte por debajo del nivel inferior de losa, el peralte no podrá ser mayor que el peralte total de losa, por lo que, quedará bajo responsabilidad del usuario la veracidad de la información que se le introduzca al programa. Para obtener el peralte por debajo del nivel inferior de losa, se deberá restar el espesor de losa al peralte total de la viga.

En el caso del sistema de vigas H20, dicho sistema podrá ser utilizado para vigas con peraltes totales mayores o iguales a 55 cm y cuyo peralte por debajo del nivel inferior de losa sea igual o mayor a 45 cm.

Paso 2. Selección del método de colado a utilizar.

Al igual que en encofrados para losas, se deberá seleccionar el método de colado a utilizar, tiéndase para cada opción la misma influencia en la carga de diseño a utilizar que la descrita en el paso 2 de la sección 4.2.3.

Paso 3. Selección de los elementos que compondrán al encofrado.

De manera similar que los sistemas vistos previamente, el usuario deberá seleccionar los elementos que compondrán al sistema de encofrados, tal como se muestra en la Figura 4-46. Para el sistema de madera, el usuario deberá seleccionar las dimensiones de la madera que utilizará para los costados del encofrado (conformados por soportes horizontales, soportes verticales y tirantes del balule), así como la madera que utilizará para el asiento o fondo del encofrado (conformado por vigas secundarias y primarias), cuyas dimensiones suelen ser mayores que la utilizadas en los balules del encofrado.

Cabe denotar que, tanto para el sistema de madera como el sistema de vigas H20, el sistema de apuntalamiento a utilizar será mediante puntales.

Una vez se han seleccionado los elementos que compondrán al encofrado, el usuario puede proceder a obtener el reporte de diseño para el encofrado en cuestión, tal como se presentó en el paso 6 de la sección 4.2.1.

Figura 4-46. Selección de los elementos que compondrán al encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).

4.4. Análisis de Resultados.

Siguiendo los pasos descritos en la sección 4.3 de este capítulo, para cada sistema de encofrados, al finalizar el proceso de introducción de datos, el programa proporcionará al usuario un reporte, el cual, servirá como guía para la posterior ejecución del encofrado en obra. Para garantizar el correcto funcionamiento de la herramienta de cálculo, procederemos a obtener los datos correspondientes de cada ejemplo desarrollado en el capítulo 3, mediante FDUES, para su posterior análisis.

Ya que el proceso de introducción de datos es muy intuitivo para el usuario, únicamente se mostrará, paso a paso, la introducción de datos para el ejemplo desarrollado en la sección 3.7.2, para encofrados de muros mediante madera aserrada.

4.4.1. Ejemplo de encofrados de muros mediante madera aserrada.

Retomando el enunciado planteado en la sección 3.7.2, se tiene:

Ya que el concreto a utilizar será bombeable con revenimiento menor a 17.5 cm, se procede a seleccionar la primera opción de la ventana mostrada en la Figura 4-47, así:



Figura 4-47. Selección de concreto bombeable con revenimiento menor a 17.5 cm. Universidad de El Salvador, (2021).

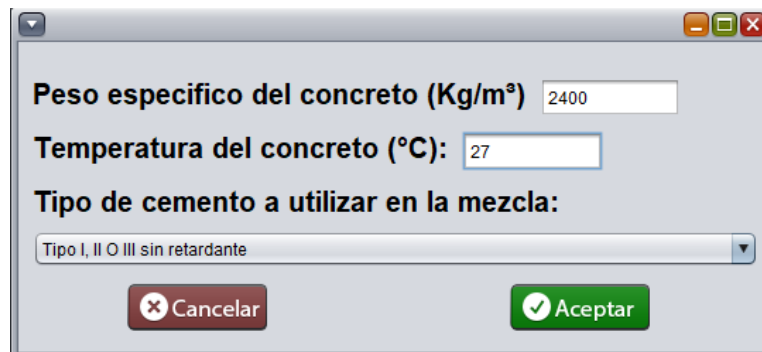


Figura 4-48. Propiedades del concreto a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Una vez seleccionado el tipo de concreto a utilizar, se deberán asignar las propiedades de éste, entre ellas el peso específico, temperatura y el tipo de cemento a utilizar en la mezcla, tal como se muestra en la Figura 4-48.

Posteriormente, se deberán asignar al programa los parámetros dimensionales de la estructura a encofrar, tal como se muestra en la Figura 4-49.

Introducir parámetros de diseño para encofrado de muros

Altura del muro (m): 3.60

Largo del muro (m): 6.00

Espesor del muro (m): 0.40

Altura a colar (m):

A la altura del muro Otra

Espaciamiento entre puntales a lo largo del encofrado (m): 2.75

Apoyo del puntal en altura (m): 3.60

Apoyo del puntal en el piso (m): 1.80

Cancelar Aceptar

Figura 4-49. Parámetros dimensionales del muro a encofrar. Universidad de El Salvador, (2021).

Una vez indicados los parámetros dimensionales del muro a encofrar, se deberá indicar el método de colado a utilizar, dicho parámetro servirá como referencia para determinar la tasa de llenado del encofrado. Ya que, en este ejemplo, el proceso de colado se realizará mediante bomba a una tasa de 1.8 m/h, se procede tal como se muestra en la Figura 4-50 y 4-51.

Indique el metodo de colado a utilizar

Manual (2.5 m³/h)

Bomba (Estacionaria o Telescópica)

Cancelar Aceptar

Figura 4-50. Selección del método de colado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

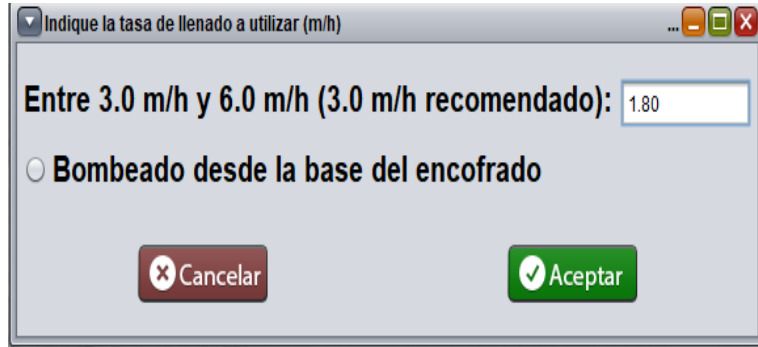


Figura 4-51. Introducción de la tasa de llenado a utilizar. Universidad de El Salvador, (2021).

Finalmente, se seleccionan los distintos miembros que compondrán al encofrado para el muro en cuestión, tal como se muestra en la Figura 4-52, y una vez realizado, se deberá dar click en el botón “Previo”, para que el programa pueda proporcionar el reporte de resultados,

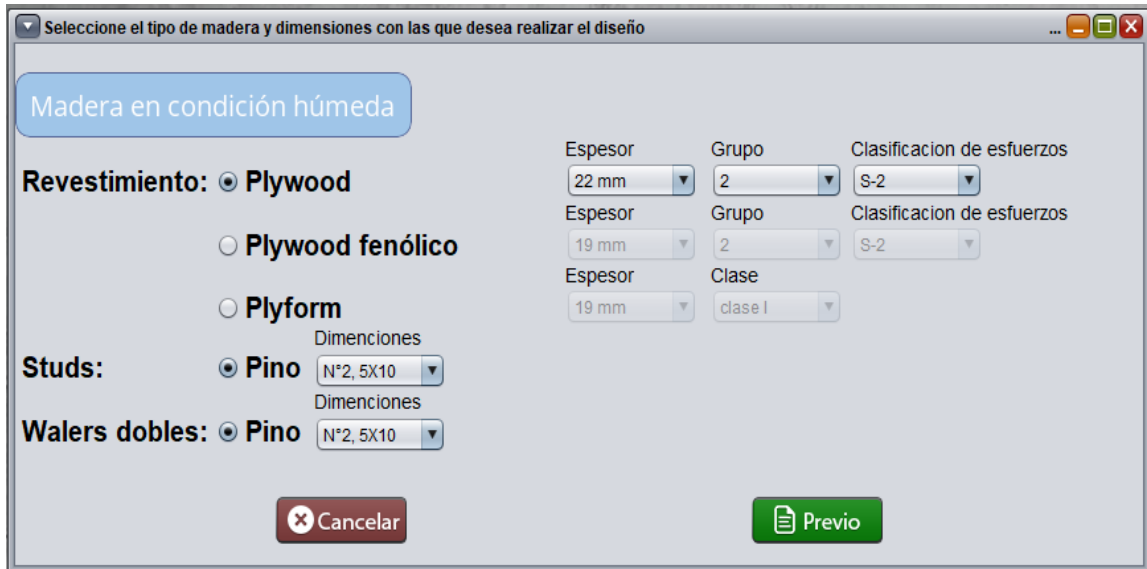


Figura 4-52. Selección de los miembros que compondrán al encofrado. Universidad de El Salvador, (2021).

El reporte de resultados obtenido a partir de la introducción de datos correspondientes al ejemplo desarrollado en la sección 3.7.2, se muestra en el anexo 1. Dicho reporte proporciona exactamente los mismos resultados obtenidos mediante el desarrollo.

Los resultados obtenidos mediante el programa para todos los ejemplos desarrollados en el capítulo 3, podrán ser consultados en los anexos, de la siguiente manera:

Anexo 1. Ejemplo de encofrados para muros mediante madera aserrada.

Anexo 2. Ejemplo de encofrados para muros mediante el sistema de vigas H20.

Anexo 3. Ejemplo de encofrados de columnas mediante madera aserrada.

Anexo 4. Ejemplo de encofrados de columnas mediante el sistema de vigas H20.

Anexo 5. Ejemplo de encofrados de losas mediante madera aserrada.

Anexo 6. Ejemplo de encofrados de losas mediante el sistema de vigas H20.

Anexo 7. Ejemplo de encofrados de vigas de concreto mediante madera aserrada.

Anexo 8. Ejemplo de encofrados de vigas de concreto mediante el sistema de vigas H20.

Puede observarse que, cada uno de los resultados obtenidos mediante el programa de diseño, para cada sistema de encofrados, coinciden con los valores obtenidos de forma manual. Es importante que el usuario tenga plena conciencia sobre los resultados que el programa arroja, ya que en algunas circunstancias el usuario deberá realizar algunas consideraciones a partir de los resultados obtenidos.

4.4.2. Análisis de resultados para encofrados de muros.

En el diseño para encofrados de muros mediante vigas H20, se obtuvo que la carga a soportar por cada varilla sería de 7,461.3 Kg, por lo que se decidió reducir el espaciamiento entre Walers y Ties a 1.0 m y 0.9 m respectivamente, reduciéndose de esta manera la carga soportada por cada Tie. Para que el usuario conozca de manera sencilla la carga a soportar por cada varilla con las

variantes que él estime adecuadas, únicamente deberá multiplicar la presión ejercida por el concreto fresco por el área de influencia sobre cada varilla, comprendida por la separación entre Walers y la separación entre Ties, en metros. En el reporte se incluyen algunas recomendaciones donde se trata de orientar al usuario sobre algunas acciones que podría tomar ante estas circunstancias, ya que podrán variar dependiendo de las condiciones que se presenten en obra.

La misma acción deberá ser realizada cuando la carga transmitida sobre cada puntal sea muy elevada, reduciendo entonces, el espaciamiento entre puntales y vigas primarias del encofrado hasta obtener una carga axial adecuada.

4.4.3. Análisis de resultados para encofrados de columnas.

En los reportes correspondientes a los anexos 3 y 4, para encofrados de columnas, puede notarse que, cada uno de los resultados coincide con los resultados obtenidos a partir de los ejemplos desarrollados paso a paso en la sección 3.8 de este trabajo de graduación. Con la única diferencia que, en el programa de diseño no se hace una selección del valor mínimo para la separación entre abrazaderas para cada tercio de la columna, tal como se vio en los ejemplos desarrollados en la sección 3.8. Por tanto, el usuario deberá comparar los valores mínimos obtenidos para cada tercio de la columna bajo los dos criterios de diseño y seleccionar el mínimo entre ambos.

Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs: 105.0 cm	
Revisión bajo esfuerzos normales:	162.0 cm
Revisión a cortante:	106.3 cm
Revisión a deflexión:	
Para $\Delta=l/360$, se tiene:	224.1 cm
Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:	158.3 cm

Figura 4-53. Resultados obtenidos a partir del reporte proporcionado por el programa, para el tercio inferior de la columna, analizando las propiedades físicas y mecánicas de los Studs.

Puede apreciarse en la Figuras 4-53, que el reporte de resultados proporcionado por la herramienta de cálculo, exhibe los resultados correspondientes al espaciamiento entre abrazaderas para el tercio inferior, considerando únicamente el análisis de los Studs, es decir, al utilizar dicho valor para la construcción del encofrado, se está verificando únicamente que la separación entre abrazaderas será suficiente para dar soporte a los Studs, pero no se considera si las abrazaderas, son capaces de soportar el claro a lo largo de sus elementos, el cual, será proporcional al ancho de la columna en cuestión. Por otra parte, se aprecia que el valor mínimo obtenido (máximo admisible), redondeado al múltiplo de 5 inmediatamente menor (105.0 cm), se exhibe en el enunciado de resultados (resaltado en negrita, haciendo referencia a la Figura 4-53), este valor será al que el usuario deberá prestar atención y comparar con el valor obtenido mediante el análisis de las abrazaderas, que se muestra a continuación.

<p>Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:90.0 cm</p> <p>Revisión bajo esfuerzos normales:103.4 cm</p> <p>Revisión a cortante:197.5 cm</p> <p>Revisión a deflexión:</p> <p>Para $\Delta=l/360$, se tiene:174.2 cm</p> <p>Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:91.7 cm</p>

Figura 4-54. Resultados obtenidos a partir del reporte proporcionado por el programa, para el tercio inferior de la columna, analizando las propiedades físicas y mecánicas de las abrazaderas.

Del mismo modo, la Figura 4-54, exhibe los resultados correspondientes al espaciamiento entre abrazaderas para el tercio inferior considerando únicamente el análisis de éstas. De dicha figura, puede notarse que, el valor mínimo obtenido (máximo admisible), redondeado al múltiplo de 5 inmediatamente menor será de 90 cm, por tanto, esto lleva a concluir que, en todo caso, sin excepción alguna, deberá analizarse ambas condiciones para cada tercio de la columna y deberá seleccionarse el valor mínimo entre ambos criterios para cada tercio de la

columna, el cual, será capaz de cumplir con ambas condiciones, por tanto, para el diseño de encofrados de columnas, el usuario deberá comparar los resultados obtenidos para cada tramo mediante ambos criterios, y seleccionar el mínimo, el cual, para las figuras mostradas, sería el valor de 90 cm, obtenido mediante el análisis de las propiedades físicas y mecánicas de las abrazaderas.

El mismo proceso deberá realizarse para cada tercio de la columna, para garantizar que cada elemento que componga al encofrado, será capaz de soportar cada una de las condiciones que se le impongan.

4.4.4. Análisis de resultados para encofrados de losas.

En cuanto a los resultados obtenidos para encofrados de losas, se puede observar a partir de los anexos 5 y 6, que tanto para encofrados mediante madera aserrada y mediante vigas H20, los resultados coinciden con exactitud respecto a los resultados obtenidos paso a paso en la sección 3.9 de este trabajo de graduación, por tanto, el usuario no tendrá problema alguno a la hora de interpretar los resultados obtenidos.

4.4.5. Análisis de resultados para encofrados de vigas.

Del mismo modo que en el caso de encofrados para losas, los resultados obtenidos para vigas de concreto y mostrados en los Anexos 7 y 8, muestran con exactitud, los mismos resultados obtenidos paso a paso en la sección 3.10. Por tanto, el usuario tampoco tendrá problemas para dar lectura a los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones.

- ✓ FDUES supone ser una propuesta confiable a partir de los resultados obtenidos de forma manual y confrontados respecto a los resultados proporcionados por la herramienta de diseño.
- ✓ FDUES promete a profesionales o maestros de obra, poder reducir el empirismo que hoy en día existe en torno al tema; garantizando la implementación de los lineamientos prescritos por el ACI 347, incluso para usuarios que desconozcan por completo sobre el tema.
- ✓ El uso del ACI 347 supone la optimización del material requerido para la conformación de los encofrados, pudiendo así, obtener el mayor beneficio económico en dicha partida, garantizando a su vez la seguridad del personal en obra.
- ✓ Si realmente el costo de ejecución de obras de concreto reforzado, quiere tornarse competitivo respecto al de estructuras de acero, el análisis de estructuras de encofrados será indispensable para conseguirlo. Se debe tener en cuenta que el costo de los materiales permanentes de una estructura de concreto reforzado, es decir, concreto y acero de refuerzo, se mantendrán constantes (proporcional al volumen de obra). Lo que realmente marcará un impacto, ya sea positivo o negativo, en la economía del proyecto, será la aplicación de la ingeniería de los encofrados en cada una de las estructuras para poder así, garantizar la optimización del material requerido para su ejecución en obra.
- ✓ El diseño de estructuras de encofrados, debería ser una asignatura indispensable en el plan de estudios de todo estudiante de ingeniería civil, debido a la importancia que los encofrados representan y a la poca formación de profesionales que se tiene en el área.
- ✓ A pesar de que los encofrados de madera no tienen el mismo protagonismo que hace décadas atrás, su aplicación sigue siendo muy recurrente, sobre

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

todo, en la región oriental de nuestro país y en obras menores, como en la construcción de viviendas, a nivel nacional. Una de las finalidades de implementar el sistema convencional de madera aserrada, no es promover el uso de éste, ya que el impacto ambiental que le hemos generado a nuestro medio ambiente a causa de la tala indiscriminada de árboles, es un problema latente que hoy en día (a la fecha de realizado este trabajo de graduación), comienza a cobrar factura. La finalidad real de implementar el sistema de madera aserrada, es que, cuando realmente se requiera el uso de éste y no resulte viable la aplicación de otros sistemas de encofrados, se pueda optimizar lo más posible la cantidad de madera que se requerirá para la construcción del encofrado que se tiene proyectado.

- ✓ El sistema de vigas H20, es (a la fecha de realizado este trabajo de graduación), el sistema de encofrados más popular a nivel mundial, y en nuestro país, su uso es cada vez más frecuente en edificaciones de gran envergadura. Por ello, es indispensable que se cuente con una herramienta que permita optimizar el uso de dicho sistema y que permita al usuario, estar siempre a la vanguardia sobre los procesos constructivos modernos, capaces de proveer mayor eficiencia durante la ejecución de obras.
- ✓ Los encofrados son estructuras y deberán diseñarse. A pesar de ser estructuras temporales, su función es indispensable en obras de concreto reforzado. Cada estructura tendrá su particularidad y su desempeño deberá estar sujeto al comportamiento que el concreto, en su estado fresco ejerza sobre él; ya que, la finalidad de todo encofrado es la de poder soportar satisfactoriamente las presiones que el concreto fresco (y las demás condiciones que puedan presentarse durante el proceso de colado de la estructura) pueda ejercer sobre el encofrado.
- ✓ El tipo de concreto y aditivos que se utilicen, tendrán una influencia directa sobre el comportamiento de éste sobre el encofrado, e inclusive, sobre la metodología a emplear para su disposición final en el encofrado, ya que podrá

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

hacerse uso de bombas, ya sea estacionarias o telescópicas, dependiendo del alcance que se requiera, o bien, mediante tolvas, e inclusive, mediante métodos manuales que podrían creerse obsoletos pero que siguen teniendo vigencia en edificaciones de viviendas. También, deberán considerarse otros factores tales como el revenimiento del concreto, la temperatura del mismo previo al colado y quizá el factor más importante: la tasa de llenado del encofrado (ya que es ésta la que definirá el comportamiento del concreto: semifluido hasta la altura máxima de la estructura, para tasa de llenado moderadas, menores a 4.2 m/h o 2.1 m/h [dependiendo de si se trata de muros o columnas, respectivamente] o fluido hasta la altura máxima de la estructura, para tasas de llenado elevadas, superiores a 4.2 m/h o 2.1 m/h [dependiendo de si se trata de muros o columnas, respectivamente]).

- ✓ El colado de estructuras de concreto, deberá realizarse mediante las disposiciones planteadas en el ACI 304, donde se detalla que la caída del concreto deberá limitarse a alturas menores de 1.20 metros, para concreto con revenimiento menor o igual a 17.5 cm, pero para ello, no deberá hacerse uso de ventanas de colado, ya que, dicha práctica únicamente entorpece el proceso de colado de las estructuras de concreto, para ello, se deberá hacer uso de un sistema de embudo y tubería que sea capaz de controlar la caída máxima del concreto a diferentes alturas del encofrado, dicho proceso puede realizarse desde la altura máxima del muro sin problema alguno y permite colar estructuras de manera monolítica sin problema alguno.
- ✓ La herramienta de cálculo, será un buen aliado para ingenieros civiles que recién inicien en el entorno laboral de aplicación, o bien, para quienes deseen comprender con fines didácticos, sobre el diseño de distintas estructuras de encofrados.
- ✓ Los programas de diseño, tal como “Formwork Design UES – FDUES”, deben de ser intuitivos para cualquier usuario del entorno de la construcción, solicitando a éstos, únicamente parámetros de diseño fundamentales e

imprescindibles de conocer, incluso si no se tuviese proyectado realizar un diseño de encofrados.

5.2. Recomendaciones.

- ✓ Siempre que se tenga prevista la construcción de un encofrado, considerar los parámetros de diseño que establece el ACI 347 y apoyarse de la metodología de diseño que plantea Robert Peurifoy en su libro “Formwork for Concrete Structures”.
- ✓ Cuando se desee acudir al arrendamiento de equipo de encofrados, se recomienda que la propuesta de diseño no se deje a criterio del equipo técnico encargado de la empresa de arrendamiento en cuestión, ya que, normalmente, dichas empresas (que deberían ser las garantes de que el sistema de encofrados tenga un excelente desempeño), solamente están capacitadas para la elaboración de planos de taller, pero no cuentan con los conocimientos y criterios suficientes para poder proveer la cantidad optima de equipo, por lo que, proceden a sobre estructurar los encofrados, para garantizar que éste será resistente, pero dicha práctica, únicamente encarece innecesariamente el proceso de construcción. Sería ideal que cada usuario pueda realizar sus propios diseños y cuantificación del equipo requerido, a partir de sólidos criterios de diseño de encofrados y posteriormente, proceder al arrendamiento de las cantidades específicas de equipo para los distintos sistemas de encofrados.
- ✓ Cuando se desee estimar la distribución de cada uno de los elementos que compondrán a los distintos sistemas de encofrados, para posteriormente, poder determinar la cantidad requerida de cada uno de éstos, “Formwork Design UES – FDUES” será un excelente aliado para todo aquel usuario que desconozca del procedimiento de diseño de los encofrados, apoyando así, a usuarios que requieran del uso del sistema de vigas H20, para que puedan contar con una herramienta fiable para tomar una decisión oportuna.

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ Cuando se trate de un sistema de encofrados distinto a los provistos por este trabajo de graduación, ya sea, un sistema de vigas de aluminio, perfilaría de acero, vigas soldier o Strongback, el usuario podrá hacer uso de la metodología planteada en el trabajo de graduación, cuidando los parámetros requeridos para el diseño, propios de los elementos a utilizar según el sistema que se desea utilizar, tales parámetros serán:
 - Módulo de sección, cm^3 .
 - Momento de inercia de la sección transversal del elemento, cm^4 .
 - Esfuerzos normales máximos admisibles, Kg/cm^2 .
 - Esfuerzos cortantes máximos admisibles, Kg/cm^2 .
 - Módulo de elasticidad del material, Kg/cm^2 .

Los parámetros mencionados, pueden ser proveídos por las empresas arrendadoras, mediante las fichas técnicas de sus productos.

- ✓ No hacer uso del sistema de encofrados mediante madera aserrada salvo que realmente las condiciones de la obra no se presten para otra alternativa. Mientras se tenga más conciencia sobre el cuidado que debemos tener hacia el medio ambiente, éste nos lo retribuirá en gran medida.
- ✓ Se recomienda que, para no requerir de un encofrado de alta exigencia, las tasas de llenados para encofrados verticales (es decir, la razón de cambio de la altura del concreto fresco a través de la altura total de encofrados para muros o columnas), se encuentre entre 3.0 m/h y 6.0 m/h.
- ✓ Para encofrados horizontales (de losas y vigas), cuando el colado del concreto se realice mediante tolvas, procurar que la altura de caída no supere 1.0 metros, y tratar la manera de reducir al máximo posible la altura de caída, esto para efectos de no producir sobrecargas excesivas durante el impacto del concreto sobre la superficie del encofrado.
- ✓ El uso de concreto autocompactable resultará indispensable para aquellos casos en los que el vibrado del concreto resulte imposible de realizar, ya sea

CAPÍTULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

por la armadura de la estructura, la altura del encofrado u otro factor implícito. Su costo de adquisición suele ser elevado respecto al concreto de uso general, pero sus virtudes suelen ser muchas, entre ellas, se encuentran la altura de caída desde la que puede ser vertido, ya que éste, puede ser depositado desde alturas de hasta 5.0 metros sin problemas de segregación, lo cual, resulta conveniente para simplificar el proceso de llenado del encofrado.

- ✓ Procurar dominar la metodología requerida para el diseño de diversas estructuras de encofrados, ya sea mediante este trabajo de graduación, o bien, la fuente bibliográfica de su preferencia, ya que, esto será de gran ayuda para personas que desean incursionar en la construcción de obras civiles y que deseen obtener el máximo provecho que produce una buena aplicación de encofrados en obra.
- ✓ La programación orientada a objetos, como la que se puede obtener a través del lenguaje de programación Java, parece ser una herramienta sumamente útil para los ingenieros civiles, debido a la diversidad de complementos que se pueden crear a partir de éste y que podrían optimizar muchas de las tareas que hoy en día siguen resultando tediosas de realizar. Por tanto, se recomienda ampliamente a estudiantes de ingeniería civil, poder formarse en el desarrollo de conocimientos referentes a la programación, ya sea, mediante el lenguaje Java, Python, o bien el sistema de cómputo MATLAB (mediante lenguaje M), ya que resultan ser herramientas poderosas para cálculos y computo de dato.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Referencias bibliográficas.

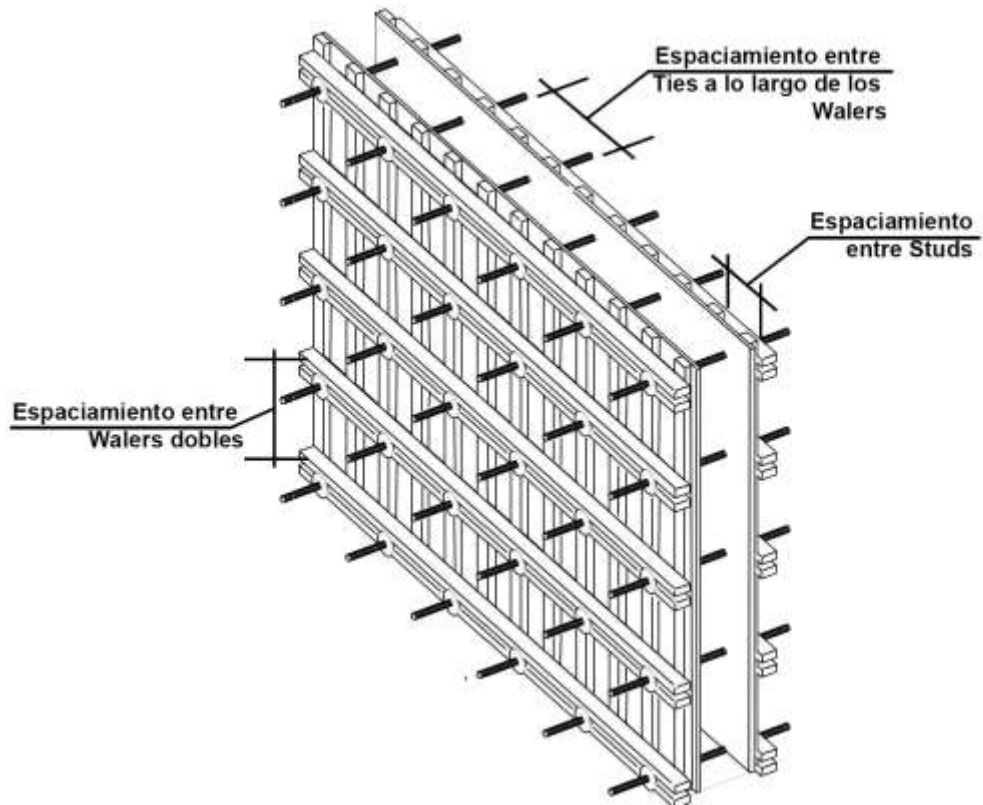
1. Asociación del Cemento Portland. (2011). *Método de la asociación de cemento Portland (PCA)*. Obtenido de [Imagen]: <https://es.scribd.com/doc/>
2. (NDS), N. D. (2018). *Design Values for Wood Construction*.
3. ACI 347-14. (2014). *Guide to Formwork for Concrete*.
4. ACI SP-4. (2014). *Formwork for concrete*.
5. ARRECONSA. (2018). [Encofrado de viga].
6. ARRECONSA. (2018). Encofrado de losas.
7. ARRECONSA. (2018). *Riel multiusos Doka Top50*. Obtenido de [Imagen]: <https://www.arreconsa-equipos.com/>
8. ARRECONSA. (2019). *Andamio de carga*. Obtenido de [Imagen]: <https://www.arreconsa-equipos.com/>
9. civilgeeks. (2012). *Madera para encofrados*. Obtenido de [Imagen]: <https://civilgeeks.com/2011/12/14/madera-para-encofrados/>
10. Cortesía de APA — The Engineered Wood. (2009). *Encofrado de concreto (Hormigón)*. Obtenido de [Imagen]: <https://www.apawood.org/>
11. dasd. (2009). [asda].
12. Doka. (2018). Perfil "C" de Riel multiusos.
13. Doka. (2019). *Wall Formworks*. Obtenido de [Imagen]: <https://www.doka.com/en/solutions/Wall-formwork>
14. DR, R. (2007). *Plywood*. Obtenido de [Imagen]: <https://es.m.wikipedia.org/wiki/Archivo:Plywood.jpg>
15. Gestión maderera S.A.C. (2017). *Supervigas H20 de madera*. Obtenido de [Imagen]: <https://es.scribd.com/document/366240641/Especificaciones-VIGAS-H20>
16. Madera Rado. (2014). *Aserraderos en El Salvador*. Obtenido de [Imagen]: <https://www.maderas-rado.com/>
17. Martínez, A. A. (2019). Apuntalamiento mediante marco de carga. San Salvador.
18. Peurifoy, R. L. (2011). *Formwork for concrete structures*. Mc Graw Hill.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

19. phpMyAdmin. (2021). *phpMyAdmin*. Obtenido de <http://localhost/phpmyadmin/>
20. Reyes, R. (2020). *[Ilustraciones de encofrados, varias]*.
21. Reyes, R. (2020). Ilustraciones de encofrados, variado. *[Imagen]*.
22. Reyes, R. (s.f.). Encofrado de muros . *Encofrado de muros, bloques Arreconsa*. Independiente.
23. Saavedra, E. I. (2015). *Falla rolling shear*. Obtenido de [Imagen]: <https://www.researchgate.net/>
24. Shandong Xingang Formwork. (2020). *Viga de hormigón*. Obtenido de [Imagen]: <https://spanish.alibaba.com/>
25. Software libre. (2019). *XAMPP 7.3.10*.
26. Universidad de El Salvador. (2021). *Formwork Design UES - FDUES*. San Salvador.
27. Universidad de El Salvador. (2021). *Formwork Design UES - FDUES*. San Salvador.
28. Wikihow. (2015). *Cómo determinar la versión de Java instalada*. Obtenido de <https://es.wikihow.com/determinar-la-versi%C3%B3n-de-Java-instalada>

ANEXOS.

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE MUROS:



Esquema típico de un sistema de encofrados para muros.

Datos Iniciales:

Altura del muro: 3.60 m

Largo del muro: 6.00 m

Espesor del muro: 0.40 m

Peso específico del concreto: 2400 Kg/m³

Temperatura del concreto: 27 °C

Revestimiento del encofrado: Plywood de 22 mm de espesor

Madera para conformar los Studs: Pino N°2, 5X10 cm

Madera para conformar los Walers dobles: Pino N°2, 5X10 cm

Varilla a utilizar: Varilla roscada de 5/8" de diámetro, con capacidad a la tracción de 5,450.0 Kg

Resumen de diseño

Tasa de llenado del encofrado:1.8 m/h

Caudal de salida de la bomba:4.3 m³/h

Presión ejercida por el concreto:3949.0 Kg/m²

Separación máxima entre Studs:30.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:31.9 cm

Revisión a cortante:33.3 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:36.6 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:40.7 cm

Separación máxima entre Walers:55.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:72.7 cm

Revisión a cortante:55.9 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:94.9 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:83.1 cm

Esfuerzo compresor aplicado en cada apoyo:22.5 Kg/m²

Los esfuerzos en los apoyos pueden ser soportados por los Studs

Separación máxima entre Ties:55.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:75.9 cm

Revisión a cortante:59.4 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:97.7 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:84.9 cm

Fuerza mínima en cada Tie:1194.6 Kg

Espaciamiento entre cada puntal:2.75 m

Longitud requerida de cada puntal:4.0 m

Fuerza axial en cada puntal:910.7 Kg

Recomendaciones:

**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los Studs.

**Cuando sea necesario utilizar clavos, se recomienda utilizar clavos de cabeza doble para una remoción fácil durante el proceso de desencofrado y no sobre degradar la madera en cada reutilización.

** Proceder a desencofrar 12 horas después del colado de la estructura, o bien, una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su f'c.

** La caída del concreto que no sea autocompactable, deberá limitarse a una altura máxima de 1.20 m, para ello, no hacer uso de ventanas de colado, en su lugar, se recomienda realizar el vertido del concreto desde la altura máxima del encofrados, haciendo uso de un sistema de embudo y tubería PVC de 4" de diferentes longitudes, respetando así, la caída del concreto conforme avance el llenado del encofrado.

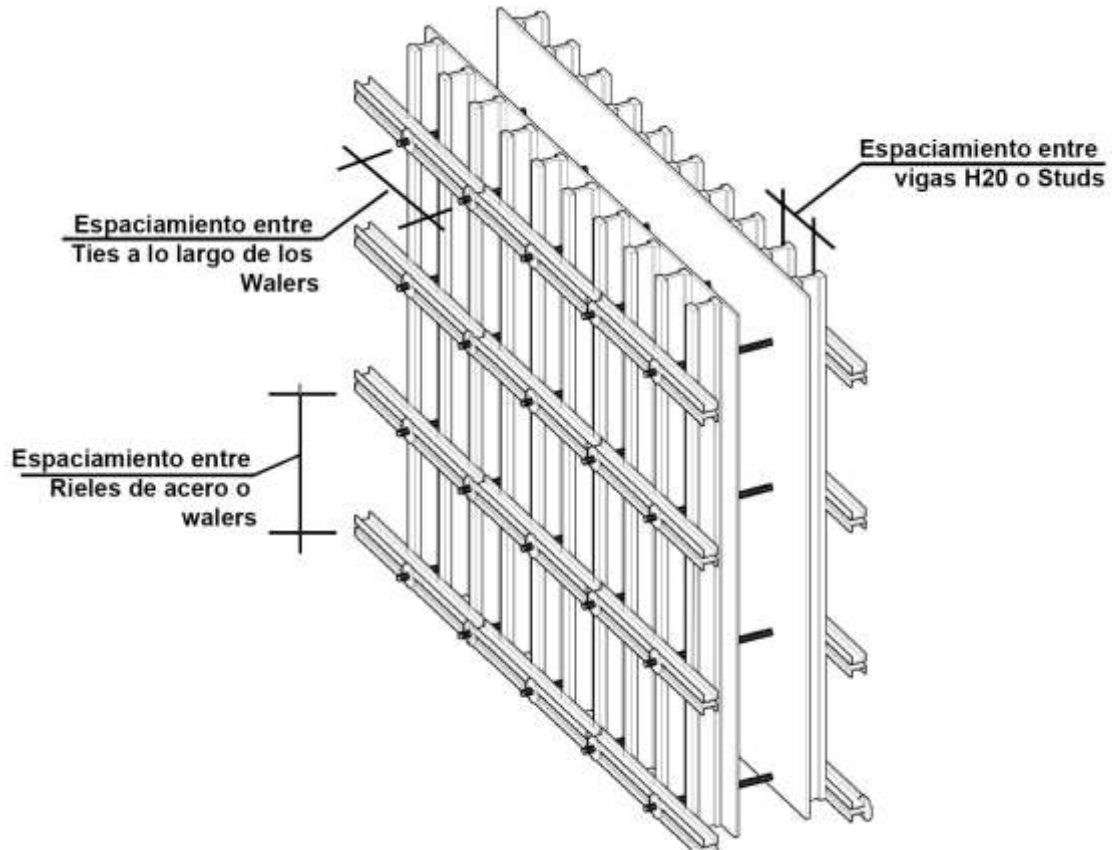
** Para concreto autocompactable, la caída máxima deberá limitarse a una altura de 5.0 m sin uso de sistemas de embudo y tuberías. Cuando la altura de caída supere 5.0 m, hacer uso de este sistema para evitar la segregación del concreto.

**Cuando la carga aplicada en cada Tie sea mayor a 5.0 Ton, se recomienda:

- Reducir el espaciamiento entre Walers y el espaciamiento entre Ties.
- Utilizar una varilla con rosca de mayor diámetro que la comercial de 5/8.
- Reducir la tasa de llenado del encofrado.

ANEXO 2

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE MUROS:



Esquema típico de un sistema de encofrados para muros.

Datos Iniciales:

Altura del muro: 3.60 m

Largo del muro: 6.00 m

Espesor del muro: 0.40 m

Peso específico del concreto: 2400 Kg/m³

Temperatura del concreto: 27 °C

Revestimiento del encofrado: Plyform de 22 mm de espesor

Studs: Vigas H20

Walers dobles: Riel de acero Doka Top50

Varilla a utilizar: Varilla roscada de 5/8" de diámetro, con capacidad a la tracción de 5,450.0 Kg

Resumen de diseño

Tasa de llenado del encofrado: 3.75 m/h

Caudal de salida de la bomba: 9.0 m³/h

Presión ejercida por el concreto: 5446.2 Kg/m²

Separación máxima entre Studs: 30.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales: 31.3 cm

Revisión a cortante: 35.4 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 32.6 cm

Para $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 37.3 cm

Separación máxima entre Walers: 105.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales: 164.5 cm

Revisión a cortante: 109.7 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 226.4 cm

Para $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 159.5 cm

Esfuerzo compresor aplicado en cada apoyo: 21.4 Kg/m²

Las vigas H20 son capaces de soportar los esfuerzos compresivos en los apoyos.

Separación máxima entre Ties: 130.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales: 148.1 cm

Revisión a cortante: 233.9 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 181.0 cm

Para $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 134.9 cm

Fuerza mínima en cada Tie: 7461.3 Kg

Espaciamiento entre cada puntal: 2.75 m

Longitud requerida de cada puntal: 4.0 m

Fuerza axial en cada puntal: 910.7 Kg

Recomendaciones:

**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los Studs.

**Cuando sea necesario utilizar clavos, se recomienda utilizar clavos de cabeza doble para una remoción fácil durante el proceso de desencofrado y no sobre degradar la madera en cada reutilización.

** Proceder a desencofrar 12 horas después del colado de la estructura, o bien, una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su f'c.

** La caída del concreto que no sea autocompactable, deberá limitarse a una altura máxima de 1.20 m, para ello, no hacer uso de ventanas de colado, en su lugar, se recomienda realizar el vertido del concreto desde la altura máxima del encofrados, haciendo uso de un sistema de embudo y tubería PVC de 4" de diferentes longitudes, respetando así, la caída del concreto conforme avance el llenado del encofrado.

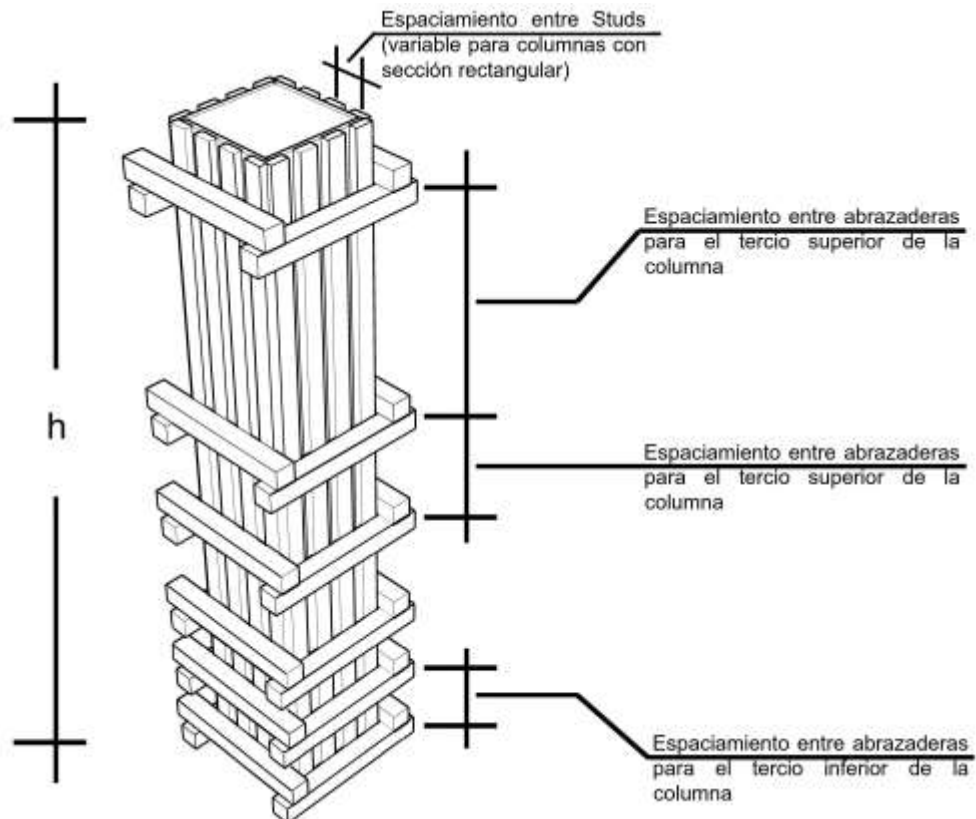
** Para concreto autocompactable, la caída máxima deberá limitarse a una altura de 5.0 m sin uso de sistemas de embudo y tuberías. Cuando la altura de caída supere 5.0 m, hacer uso de este sistema para evitar la segregación del concreto.

**Cuando la carga aplicada en cada Tie sea mayor a 5.0 Ton, se recomienda:

- Reducir el espaciamiento entre Walers y el espaciamiento entre Ties.
- Utilizar una varilla con rosca de mayor diámetro que la comercial de 5/8.
- Reducir la tasa de llenado del encofrado.

ANEXO 3

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE COLUMNA:



Esquema típico de un sistema de encofrados para columnas.

Datos Iniciales:

Altura de la columna: 3.0 m

Ancho 1 de la columna: 50.0 cm

Ancho 2 de la columna: 50.0 cm

Peso específico del concreto: 2400 Kg/m³

Temperatura del concreto: 27 °C

Revestimiento del encofrado: Plyform de 19 mm de espesor

Madera para conformar los Studs: Pino N°2, 5X10 cm

Madera para conformar las Abrazaderas: Pino N°2, 10X10 cm

Resumen de diseño**Tasa de llenado del encofrado:3.0 m/h****Caudal de salida de la bomba:0.8 m³/h****Presión ejercida por el concreto:7200.0 Kg/m²****Separación máxima entre Studs para L1:15.6 cm****Revisión bajo esfuerzos normales:24.0 cm**

Revisión a cortante:22.5 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:26.1 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:31.5 cm**Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs:45.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:48.9 cm

Revisión a cortante:47.8 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:54.9 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:55.1 cm**Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs:55.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:59.9 cm

Revisión a cortante:67.9 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:62.9 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:61.0 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs:70.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:84.7 cm

Revisión a cortante:128.2 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:79.2 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:72.6 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:30.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:32.9 cm

Revisión a cortante:34.8 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:49.9 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:39.6 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:45.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:49.4 cm

Revisión a cortante:52.3 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:74.9 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:59.4 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:95.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:98.8 cm

Revisión a cortante:104.5 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:149.7 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:118.9 cm

Longitud requerida de los puntales:2.8 m

Fuerza requerida en cada puntal:139.1 Kg

Recomendaciones:

**Ya que el espaciamiento entre abrazaderas, se determina analizando tanto, las propiedades físicas y mecánicas de los Studs y las de las abrazaderas, el usuario deberá seleccionar el espaciamiento mínimo entre ambos criterios para cada tercio de la columna.

**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los Studs.

**Hacer uso de clavos de cabeza doble para una remoción fácil durante el proceso de desencofrado y no sobre degradar la madera en cada reutilización.

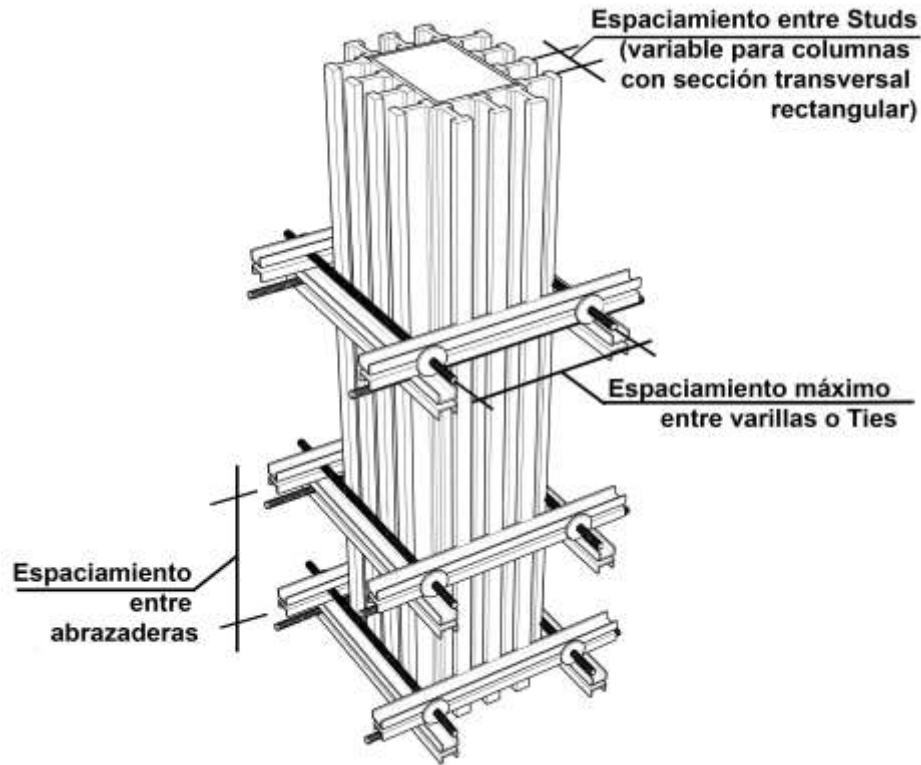
** Proceder a desencofrar 12 horas después del colado de la estructura, o bien, una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su f'c.

**Colocar 1 puntal en cada rostro de la columna.

** La caída del concreto que no sea autocompactable, deberá limitarse a una altura máxima de 1.20 m, para ello, no hacer uso de ventanas de colado, para ello, se recomienda realizar el vertido del concreto desde la altura máxima del encofrados, haciendo uso de un sistema de embudo y tubería PVC de 4" de diferentes longitudes, respetando así, la caída del concreto conforme avance el llenado del encofrado.

** Para concreto autocompactable, la caída máxima deberá limitarse a una altura de 5.0 m sin uso de sistemas de embudo y tuberías. Cuando la altura de caída supere 5.0 m, hacer uso de este sistema para evitar la segregación del concreto.

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE COLUMNA:



Esquema típico de un sistema de encofrados para columna.

Datos Iniciales:

Altura de la columna: 3.60 m

Ancho 1 de la columna: 60.0 cm

Ancho 2 de la columna: 40.0 cm

Peso específico del concreto: 2400 Kg/m³

Temperatura del concreto: 27 °C

Revestimiento del encofrado: Plyform de 22 mm de espesor

Studs: Vigas H20

Abrazaderas: Riel de Acero Doka Top50

Varilla a utilizar: Varilla roscada de 5/8" de diámetro, con capacidad a la tracción de 5,450.0 Kg

Resumen de diseño

Tasa de llenado del encofrado:6.25 m/h

Caudal de salida de la bomba:1.5 m³/h

Presión ejercida por el concreto:8640.0 Kg/m²

Separación máxima entre Studs para L1:19.5 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:24.8 cm

Revisión a cortante:22.4 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:28.0 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:33.2 cm

Separación máxima entre Studs para L2:19.3 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:22.2 cm

Revisión a cortante:21.5 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:30.3 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:35.3 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs:105.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:162.0 cm

Revisión a cortante:106.3 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:224.1 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:158.3 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función de las propiedades físicas función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs:155.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:198.4 cm

Revisión a cortante:159.5 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:256.6 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:175.2 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de los Studs:205.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:280.5 cm

Revisión a cortante:319.0 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:323.2 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:208.4 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio inferior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:90.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:103.4 cm

Revisión a cortante:197.5 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:174.2 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:91.7 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio medio de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:135.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:155.0 cm

Revisión a cortante:296.2 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:261.4 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:137.6 cm

Separación entre abrazaderas para el tercio superior de la columna, en función de las propiedades físicas y mecánicas de las Abrazaderas:275.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:310.1 cm

Revisión a cortante:592.4 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:522.7 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:275.2 cm

Fuerza aplicada en cada varilla:2332.8 Kg**Longitud requerida de los puntales:4.1 m Fuerza requerida en cada puntal:183.3 Kg****Recomendaciones:**

**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los Studs.

**Hacer uso de clavos de cabeza doble para una remoción fácil durante el proceso de desencofrado y no sobre degradar la madera en cada reutilización.

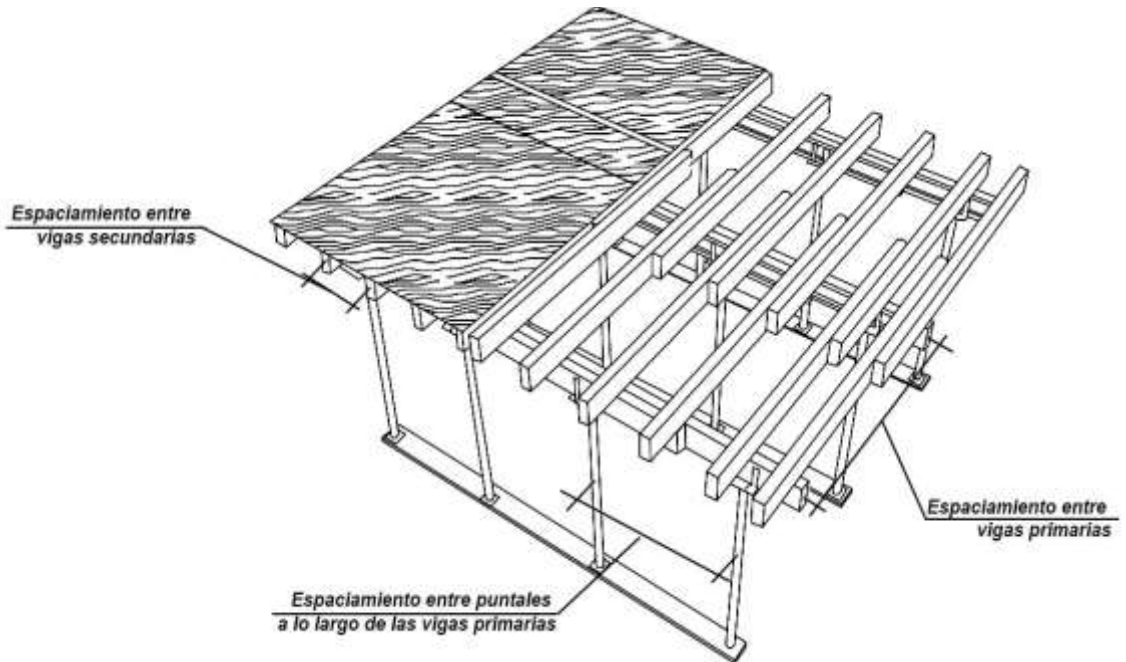
** Proceder a desencofrar 12 horas después del colado de la estructura, o bien, una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su f'c.

**Colocar 1 puntal en cada rostro de la columna.

** La caída del concreto que no sea autocompactable, deberá limitarse a una altura máxima de 1.20 m, para ello, no hacer uso de ventanas de colado, para ello, se recomienda realizar el vertido del concreto desde la altura máxima del encofrados, haciendo uso de un sistema de embudo y tubería PVC de 4" de diferentes longitudes, respetando así, la caída del concreto conforme avance el llenado del encofrado.

** Para concreto autocompactable, la caída máxima deberá limitarse a una altura de 5.0 m sin uso de sistemas de embudo y tuberías. Cuando la altura de caída supere 5.0 m, hacer uso de este sistema para evitar la segregación del concreto.

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE LOSAS:



Esquema típico de un sistema de encofrados para losas.

Datos Iniciales:

Espesor de losa: 17.5 cm

Peso específico del concreto: 2400 Kg/m³

Altura desde el piso hasta el fondo de la losa: 3.60 m

Revestimiento del encofrado: Plywood de 19 mm de espesor

Madera para conformar los Studs: pino N°2, 5X10 cm

Madera para conformar los Walers dobles: pino N°2, 10X15 cm

Resumen de diseño**Carga de diseño: 797.0 Kg/m²****Separación máxima entre Vigas secundarias: 50.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales: 53.9 cm

Revisión a cortante: 116.1 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 52.4 cmPara $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 53.2 cm**Separación máxima entre Vigas primarias: 105.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales: 115.6 cm

Revisión a cortante: 127.7 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 131.7 cmPara $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 106.3 cm**Esfuerzo compresor aplicado en cada apoyo: 12.3 Kg/cm²**

Los esfuerzos en los apoyos pueden ser soportados por las vigas secundarias.

Separación máxima entre puntales: 150.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales: 191.6 cm

Revisión a cortante: 219.9 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 214.4 cmPara $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 153.2 cm**Fuerza aplicada en cada puntal: 1255.3 Kg, a una longitud de: 3.60 m**

Recomendaciones:

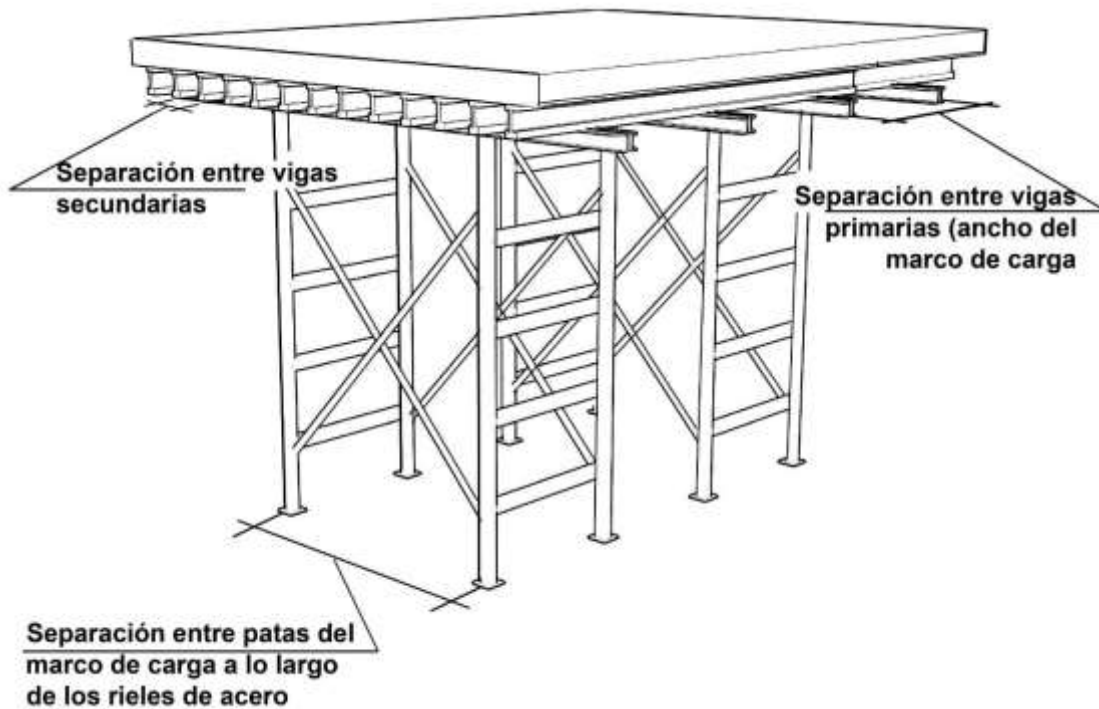
**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los soportes en contacto.

**Cuando sea necesario utilizar clavos, se recomienda utilizar clavos de cabeza doble para una remoción fácil durante el proceso de desencofrado y no sobre degradar la madera en cada reutilización.

** Proceder encofrados de losa, se recomienda proceder con el desencofrado según los siguientes criterios.

1. Losas con tramos menores a 3.0 m - 3 a 4 días.
2. Losas con tramos entre 3.0 y 6.0 metros - 4 a 7 días.
3. Losas con tramos mayores a 3.0 metros - 7 a 10 días.

** Para mayor seguridad, se recomienda al constructor desencofrar una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su capacidad proyectada, determinada mediante ensayos de cilindros de concreto.

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE LOSAS:

Esquema típico de un sistema de encofrados para losas.

Datos Iniciales:

Espesor de losa: 15 cm

Peso específico del concreto: 2400 Kg/m³

Altura desde el piso hasta el fondo de la losa: 3.20 m

Método de apuntalamiento: Marco de carga 2.10mX1.20m

Revestimiento del encofrado: Plyform de 19 mm de espesor

Vigas Secundarias: vigas H20

Vigas primarias: Riel de acero Doka Top50

Resumen de diseño

Carga de diseño: 668.0 Kg/m²

Separación máxima entre Vigas secundarias: 50.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales: 65.3 cm

Revisión a cortante: 223.6 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta = l/360$, se tiene: 54.7 cm

Para $\Delta = 1.55$ mm, se tiene: 55.0 cm

Revisión del espaciamiento entre Vigas primarias:

Revisión bajo esfuerzos normales de las vigas H20 para un claro de 1.20 m: **12.0 Kg/cm² Ok!**

Revisión por cortante de las vigas H20 para un claro de 1.20 m: **5.6 Kg/cm² Ok!**

Revisión por deflexión de las vigas H20 para un claro de 1.20 m: **0.01 mm Ok!**

Revisión de la separación entre patas de los andamios:

Revisión bajo esfuerzos normales de los rieles para un claro de 2.1 m: **429.0 Kg/cm² Ok!**

Revisión a cortante de los rieles para un claro de 2.1 m: **19.2 Kg/cm² Ok!**

Revisión a deflexión de los rieles para un claro de 2.1 m: **0.13 mm Ok!**

Fuerza transmitida a cada pata del andamio estructural: 1683.36 Kg

Recomendaciones:

**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los soportes en contacto.

** Para el diseño, se utilizará andamios de carga, separado 1.20 entre vías primarias y a 2.1 m a lo largo de las vigas primarias.



ANEXO 6



** Proceder encofrados de losa, se recomienda proceder con el desencofrado según los siguientes criterios.

Losas con tramos menores a 3.0 m - 3 a 4 días.

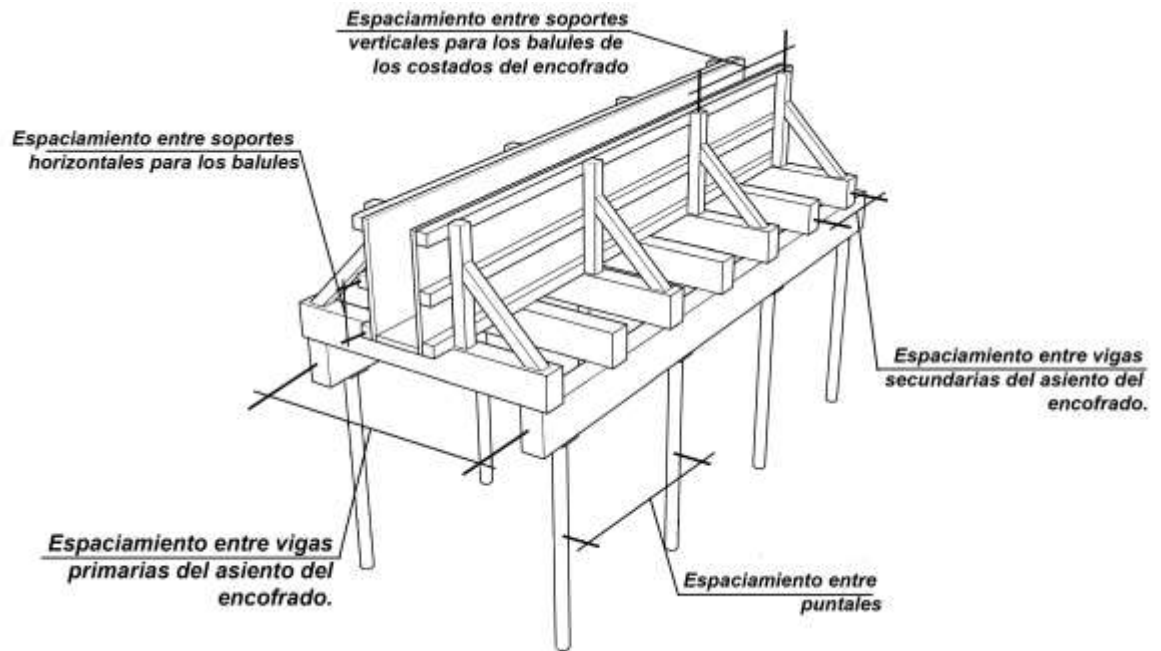
Losas con tramos entre 3.0 y 6.0 metros - 4 a 7 días.

Losas con tramos mayores a 3.0 metros - 7 a 10 días.

** Para mayor seguridad, se recomienda al constructor desencofrar una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su capacidad proyectada, determinada mediante ensayos de cilindros de concreto.

ANEXO 7

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE VIGAS:



Esquema típico de un sistema de encofrados para vigas.

Datos Iniciales:

Peralte total de la viga: 55.0 cm

Peralte por debajo del nivel inferior de losa: 40.0 cm

Ancho de la viga: 30.0 cm

Peso específico del concreto: 2400.0 Kg/m³

Altura desde el piso hasta el fondo de la viga: 3.05 m

Revestimiento del encofrado: Plywood fenólico 19 mm

Madera para los costados del encofrado (balules): Pino N°2, 5X10

Madera para el fondo del encofrado: Pino N°2, 10X15

Resumen de diseño**Costados del encofrado:****Presión ejercida sobre los costados:1320.0 Kg/m²****Separación entre soportes horizontales:15.6 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:29.5 cm

Revisión a cortante:69.8 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:46.1 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:48.4 cm**Separación entre soportes verticales:75.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:94.2 cm

Revisión a cortante:177.8 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:93.3 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:82.1 cm**Longitud de los tirantes de arriostamiento (balule):0.4 cm****Fuerza axial transmitida a cada tirante (balule):541.2 Kg****Reacción vertical en el fondo de los tirantes (balules):787.2 Kg****Asiento del encofrado:****Carga de diseño actuante:1724.0 Kg/m²****Separación entre vigas secundarias:25.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:28.9 cm

Revisión a cortante:55.8 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:38.9 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:42.6 cm

Espaciamiento entre Vigas primarias:114.2cm

Revisión del espaciamiento entre Vigas primarias:

Revisión bajo esfuerzos normales de las vigas secundarias:11.1 Kg/m² Ok!

Revisión por cortante de las vigas secundarias:7.3 Kg/m² Ok!

Revisión por deflexión de las vigas secundarias:0.45 mm Ok!

Separación entre puntales:165.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:201.4 cm

Revisión a cortante:240.0 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:238.8 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:166.0 cm

Longitud requerida del puntal:2.8 m

Fuerza transmitida a cada puntal:999.7 kg

Recomendaciones:

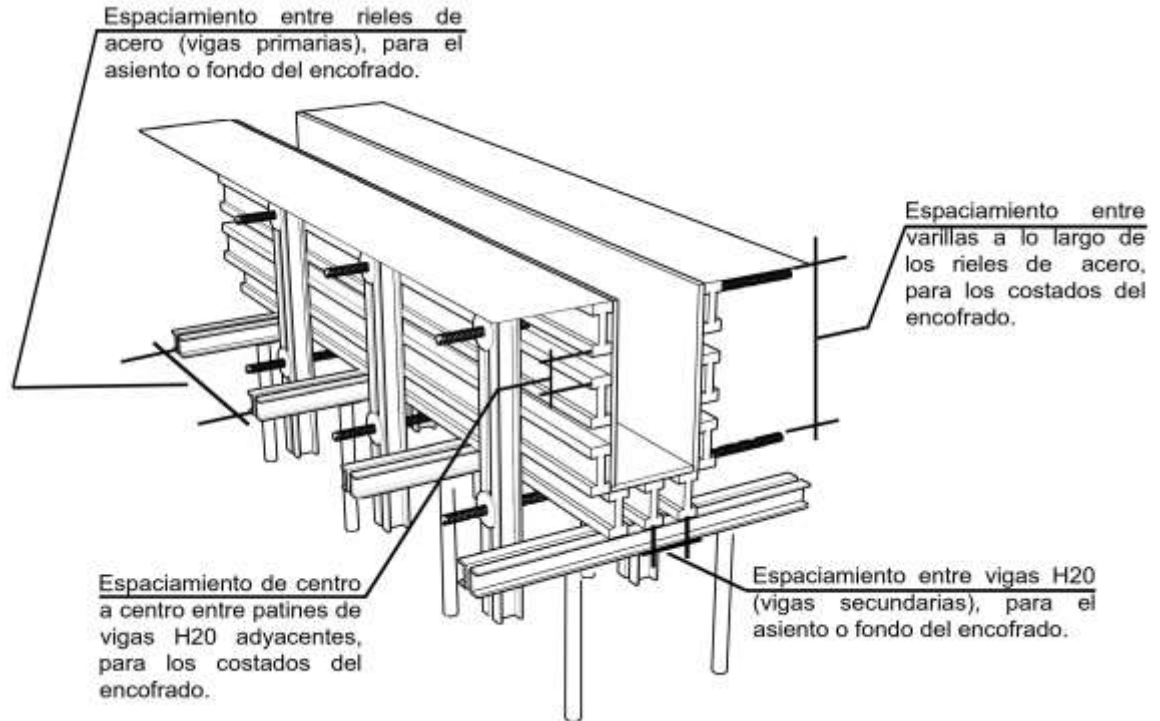
Se recomienda al constructor, seguir las siguientes recomendaciones para el proceso de desencofrado:

**Procurar colocar las vigas primarias justo por debajo del apoyo inferior del tirante que conforma al balule.

** Cuando el espaciamiento entre vigas primarias produzca un exceso en los esfuerzos, respecto a los esfuerzos normales, cortantes y las deflexiones máximas que dichas vigas son capaces de soportar, se deberá reducir el espaciamiento entre cada una de éstas, incrementando el número de vigas primarias que darán soporte a las vigas secundarias del asiento o fondo del encofrado.

**El revestimiento, ya sea de plywood o plyform, deberá colocarse con las vetas de las capas frontales, perpendiculares a los soportes en contacto.

RESUMEN DE DISEÑO PARA EL ENCOFRADO DE VIGAS:



Esquema típico de un sistema de encofrados para vigas.

Datos Iniciales:

Peralte total de la viga: 75.0 cm

Peralte por debajo del nivel inferior de losa: 57.5 cm

Ancho de la viga: 40.0 cm

Peso específico del concreto: 2400.0 Kg/m³

Altura desde el piso hasta el fondo de la viga: 3.5 m

Revestimiento del encofrado: Plyform 22 mm

Soportes horizontales y vigas secundarias: Vigas H20

Soportes verticales y vigas primarias: Riel de acero Doka

Varilla a utilizar: Varilla roscada de 5/8" de diámetro, con capacidad a la tracción de 5,450.0 Kg

Sistema de apuntalamiento: Puntales telescópicos de acero

Resumen de diseño**Costados del encofrado:****Presión ejercida sobre los costados:1800.0 Kg/m²****Separación entre centros de patines de vigas adyacentes:21.5 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:40.6 cm

Revisión a cortante:80.0 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:45.2 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:47.6 cm**Separación entre soportes verticales:100.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:113.4 cm

Revisión a cortante:183.9 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:127.7 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:103.8 cm**Separación entre varillas:0.56 m****Revisión del espaciamiento entre varillas:**Revisión bajo esfuerzos normales de las varillas:68.4 Kg/m² Ok!Revisión por cortante de las varillas:91.8 Kg/m² Ok!

Revisión por deflexión de las varillas:0.01 mm Ok!

Fuerza aplicada en cada varilla:1350.0 Kg Asiento del encofrado:**Carga de diseño actuante:2252.0 Kg/m²****Separación entre vigas secundarias:16.0 cm**

Revisión bajo esfuerzos normales:32.5 cm

Revisión a cortante:61.2 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:45.4 cmPara $\Delta=1.55$ mm, se tiene:47.8 cm

Revisión del espaciamiento entre Vigas primarias:230.0 cm

Revisión bajo esfuerzos normales:350.3 cm

Revisión a cortante:497.3 cm

Revisión a deflexión:

Para $\Delta=l/360$, se tiene:374.8 cm

Para $\Delta=1.55$ mm, se tiene:232.8 cm

Fuerza transmitida a cada puntal:1035.9 kg

Recomendaciones:

Se recomienda al constructor, seguir las siguientes recomendaciones para el proceso de desencofrado:

- Vigas con claros menores a 3.0 m - 4 a 7 días.
- Vigas con claros entre 3.0 y 6.0 metros - 7 a 14 días.
- Vigas con claros mayores a 6.0 metros - 14 a 21 días.

**Para mayor seguridad, se recomienda al constructor desencofrar una vez que el concreto haya alcanzado el 70% de su capacidad proyectada, determinado mediante ensayos de cilindros de concreto.

**Los puntales se colocarán a lo largo de las vigas primarias a un espaciamiento igual al ancho de la viga a encofrar.