



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN**

---

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA  
CASA HABITACIÓN CON ELEMENTOS DE PANEL  
COVINTEC**

**TESIS**

**Que para obtener el título de  
Ingeniero Civil**

**PRESENTA:  
GASPAR MORALES MARIA DE LOS ANGELES**

**ASESOR:  
Ing. RICARDO HERAS CRUZ**



**FES Aragón**

**MÉXICO, SEPTIEMBRE 2013**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



## INDICE

<b>Introducción</b> .....	5
<b>Objetivos</b> .....	7

### CAPÍTULO.- I MARCO TEÓRICO

1.1	Introducción.....	8
1.2	Principales usos.....	10
1.3	Ventajas.....	10
1.4	Propiedades físicas del panel.....	15
1.5	Especificaciones paneles estructurales.....	17
1.6	Especificaciones paneles divisorios.....	18
1.7	Cimentaciones.....	19
1.7.1	Exploraciones.....	23
1.8	Bardas de lindero, muros de carga.....	29
1.9	Uniones.....	36
1.10	Procedimiento constructivo.....	37
1.10.1	Colocación de paneles.....	38
1.10.2	Extensiones y esquinas.....	39
1.10.3	Refuerzos en puertas y ventanas.....	40
1.11	Instalaciones de tubería de agua y luz.....	41
1.11.1	Alineación y aplome de paredes.....	45
1.12	Aplanados en muro y lecho inferior de losa.....	46
1.12.1	Repello final de paredes.....	47
1.12.2	Madrinas y contraflechas.....	48
1.12.3	Armado de Qualylosa covintec.....	48
1.12.4	Colado de concreto en qualylosa.....	49
1.12.5	Memoria descriptiva.....	54

### CAPITULO II.- GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

2.1	Descripción.....	59
2.2	Proyecto arquitectónico.....	61
2.2.1	Planta baja.....	61
2.2.2	Planta alta.....	62
2.2.3	Planta patio.....	63
2.2.4	Fachada principal.....	64
2.2.5	Corte A-A.....	65
2.2.6	Corte B-B.....	66
2.2.7	Corte C-C.....	67



**CAPITULO III.- SOLICITACIONES DE CARGAS Y RECOMENDACIONES DE REFUERZO**

3.1	Introducción.....	68
3.2	Efectos de cambios volumétricos.....	75
3.3	Cambios de temperatura.....	75
3.4	Efectos de temperatura.....	76
3.5	Consideraciones para diseño.....	76
3.6	Tipos de carga existente.....	77
3.6.1	Carga viva.....	77
3.6.2	Carga muerta.....	79
3.6.3	Cargas accidentales.....	79
3.7	Peligro sísmico en México.....	82
3.8	Diseño óptimo.....	83
3.9	Factor de importancia estructural y estado límite de servicio.....	85
3.10	Respuesta dinámica del terreno.....	86
3.10.1	Caracterización del sitio.....	87
3.11	Clasificación de las estructuras.....	87
3.11.1	Factores de comportamiento sísmico.....	88
3.11.2	Clasificación de las estructuras según la CFE.....	88
3.12	Condiciones de regularidad.....	91
3.12.1	Estructuras regulares.....	91
3.12.2	Estructuras irregulares.....	92
3.12.3	Estructuras fuertemente irregulares.....	92
3.12.4	Corrección por irregularidad.....	92
3.13	Elección de tipo de análisis.....	93
3.13.1	Método simplificado.....	93
3.14	Criterio de diseño estructural.....	97
3.14.1	Estados límite.....	98
3.15	Resistencia de diseño.....	98
3.15.1	Determinación de la resistencia de diseño.....	98
3.16	Condiciones de diseño.....	99

**CAPITULO IV.- ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON PANEL COVINTEC**

4.1	Introducción.....	101
4.2	Sistemas de piso.....	104
4.3	Consideraciones para la revisión estructural.....	105
4.3.1	Resistencias nominales.....	106
4.3.2	Resistencias a cargas verticales excéntricas.....	107
4.3.3	Resistencia a cargas laterales.....	112



4.4	Requisitos del método simplificado.....	115
4.5	Diseño por flexión de elementos horizontales (Losa).....	116
4.5.1	Criterio elástico.....	117
4.5.2	Criterio de resistencia ultima.....	119
4.6	Revisión de deformaciones verticales.....	121
4.6.1	Deformaciones en losa.....	123

### **CAPITULO V.- EJEMPLO DE APLICACIÓN**

5.1	Introducción.....	127
5.2	Localización.....	128
5.3	Análisis para determinar las cargas transmitidas por los muros a la cimentación.....	129
5.4	Análisis sísmico en muros con QvalyPanel.....	135
5.5	Resistencia en muros a cargas verticales basado en esfuerzo de diseño.....	137
5.6	Diseño en muros a cargas verticales usando criterio como muro de mampostería.....	138
5.7	Resistencia en muros a cargas laterales como muro de concreto.....	139
5.8	Diseño de losas: Estado límite de falla, criterio elástico.....	143
5.9	Diseño de losas: Estado límite de falla, criterio de resistencia.....	145
5.10	Diseño de losas: Estado límite de servicio, poca restricción.....	146

<b>GLOSARIO</b> .....	147
-----------------------	-----

<b>CONCLUSIONES</b> .....	151
---------------------------	-----

<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	152
---	-----



# INTRODUCCIÓN

Las primeras acciones del estado en la cuestión habitacional y el surgimiento del sector constructor nacional se dió a partir de los cambios en la esfera política y jurídica originados por la revolución mexicana, esta fue el punto histórico de la participación estatal en la dotación de vivienda. La constitución de 1917 fue resultado de un compromiso social y económico encaminado a la modernización del estado y de la estructura económica capitalista, sin embargo fue hasta los años veinte con la institucionalización de nuevas formas de organización de la sociedad y del estado cuando se comenzaron a atender las demandas del sector industrial emergente y de su población empobrecida.

En la década de 1940 es el parteaguas entre la sociedad rural y la naciente sociedad urbana. En 1950, las ciudades de México y Monterrey crecieron 6.1% y 6.2%, respectivamente; la primera alcanzo una población de 2.9 millones de personas. Este fenómeno presiono sobre la necesidad de suelo y vivienda urbanos. De tal manera que las primeras instituciones encargadas de la vivienda solo tuvieron recursos para promover 53,662 viviendas sociales en alquiler, tales acciones –aunque importantes- resultaron ineficientes si tomamos en cuenta que en 1960 la cantidad de viviendas en el país era de 6, 409,096. Durante esa década, el incremento habitacional fue de 1.149.888, es decir: 18%. Solo el 0.42% fue promovida con el apoyo del estado.

A principio de los años sesenta, el escenario económico se caracterizó por el crecimiento sostenido del PIB y la estabilidad de los precios, así como el fortalecimiento de la participación del estado, tanto en calidad de agente económico directo como de controlador, planificador y regulador de la esfera económica financiera y social. De tal forma que en 1963 surge el Programa Financiero de la Vivienda (PFV), mediante la creación del Fovi, que se financio a partir de la obligatoriedad impuesta a las instituciones bancarias de destinar una parte de los recursos captados del ahorro público a préstamos para la adquisición o construcción de viviendas.



Así de 1961 a 1972, los programas gubernamentales promovieron la construcción de 233,448 viviendas, es decir que en estos años Fovi financio más del 50% del total de viviendas fincadas.

Durante la crisis de la década de los ochenta, la acción de los organismos en la vivienda opero como un elemento económico contra-cíclico. A pesar de lo que pudiera suponerse, durante esos años la promoción de vivienda se mantuvo constante y en crecimiento, gracias a los recursos del Infonavit y de Fovi. Para finales del sexenio de Miguel de la Madrid se había alcanzado la cifra de 250,134 viviendas, viniendo el fenómeno de construcción y reconstrucción luego del sismo de 1985.

Así tenemos que de 1971 a 2000 Fovi e Infonavit han sido las principales fuentes de financiamiento para las empresas privadas.

En el primer capítulo conoceremos la composición del panel, sus características, ventajas sobre otros materiales, tales como el concreto y la mampostería, los principales usos que se le dan, e instituciones que lo aprueban como un material de calidad.

En el segundo capítulo detallaremos el proyecto en el que se basó este trabajo, conociendo datos como su geometría (espesores de panel utilizado y algunas soluciones que se darán bajo ciertas condiciones de trabajo de la estructura), cimentación, instalaciones y acabados.

En el tercer capítulo se trataran las principales acciones que se presentan en las estructuras en lo referente a los valores que deben considerarse para el diseño a manera de determinar sus efectos (tipos de cargas), clasificación de las estructuras y la elección del tipo de análisis.

En el capítulo cuarto tendremos una introducción al análisis, sus características, las consideraciones a tomar para la revisión estructural y las deformaciones que se presentan.

Finalmente en el quinto capítulo se detallara el ejemplo de aplicación, desde el uso que este tendrá, ubicación y referentes a la misma, cálculos (bajada de cargas, cargas de diseño, revisión de muros, losas), y tipo de cimentación.



# OBJETIVOS

Dar a conocer con mayor amplitud el panel Covintec, ya que a pesar de no ser un material reciente en el mercado es poco conocido y trabajado en la construcción, teniendo características probablemente inmejorables sobre materiales ya existentes en aspectos como rendimiento en tiempos y seguramente en costos, por lo menos de mano de obra.

Obtener por medio del desarrollo de este trabajo el título como ingeniera civil.

Ampliar el conocimiento teórico y satisfacer algunas curiosidades de nuevas generaciones que se interesen en temas relacionados al presente.





# I. MARCO TEORICO.

## 1.1 INTRODUCCIÓN.

Este sistema constructivo (Covintec) se basa en estructuras modulares tridimensionales de alambre de alta resistencia prefabricadas que se usan tanto como elementos verticales de carga como losas horizontales, resisten las cargas verticales por flexión y las cargas dinámicas horizontales del sismo comportándose monolíticamente como diafragmas cuando están recubiertas de mortero, el sistema da como resultado lo que se conoce como prefabricación en cajón donde cada uno de los módulos resiste las cargas a que será sometido durante su vida útil.

El elemento estructural básico del sistema, está conformado por estructuras tridimensionales de alambre de alta resistencia electro soldado, con núcleo o alma de poliestireno expandido de densidad mínima  $10\text{kg/m}^3$ , que sirve como aislante térmico, acústico y aligerante. El ancho de las piezas es de 1.22 m. y el largo estándar es de 2.44 m. Para muros y variable para losas o elementos que se someterán principalmente a flexión.

Cortes a cada 51 mm se realizan sin dificultad en ambos sentidos y se unen entre sí reforzando las juntas con malla de alambre y sujetándolas con grapas o alambre para formar muros, techos, entrepisos y otros elementos arquitectónicos. Los peraltes del panel varían entre 51 mm., 76 mm., 100 mm. Recubierto por ambas caras con una capa de 22 mm. De mortero cemento y arena, da como resultado muros terminados de 85, 100 y 130 mm.

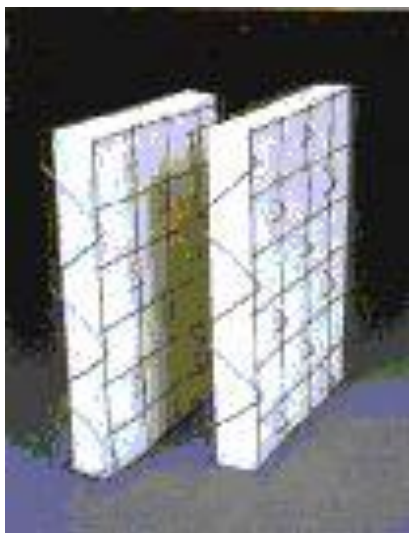


Los aceros de refuerzo son de diámetro menor a los usados para reforzar en las estructuras de concreto reforzado convencionales, los alambres de acero de alta resistencia de los paneles son de esfuerzo de fluencia superior a  $f_y=6000$  kg/cm<sup>2</sup>. Los elementos verticales una vez instalados en su lugar definitivo en obra se les recubre con mortero por ambas caras a las que recomienda se les dé un espesor de 2.5cm de cada lado. El mortero para el recubrimiento de muros más eficiente deberá tener una resistencia mínima de  $f'_c=100$  kg/cm, el estructurista o el responsable de obra, puede elegir otros valores según sus requerimientos.

A los elementos horizontales se les cuela una capa de compresión de concreto cuyo espesor depende del claro y de la función de la construcción, la resistencia del concreto se recomienda sea de  $f'_c=200$  kg/cm<sup>2</sup>.

La retícula de alambre está completamente separada en 9,5 mm., del poliestireno para permitir un correcto amarre del mortero aplicado a cada cara del panel después de su montaje.

El panel Covintec, una vez estucado en obra, genera un muro sólido que presenta excelentes características mecánicas e insuperables propiedades de aislación termo acústica.



**Figura No. 1. Panel covintec de 2"**



**Figura No. 2. Panel covintec de 4"**

Fueron iniciadas las operaciones en 1982 en el puerto de Veracruz, desde entonces han fabricado más de 5 millones de paneles equivalentes a 13 millones de m<sup>2</sup> de construcción aproximadamente. Estos productos tienen la preferencia de constructores de todo México y el extranjero, (Estados Unidos, países del caribe y centroamericanos).



La experiencia adquirida en estos años les ha permitido posicionar el Panel COVINTEC como un producto de grandes resultados para la construcción en general y viviendas de uno, dos y tres niveles sin la necesidad de estructuras adicionales.

En la actualidad continúan explorando alternativas de crecimiento en la industria de la construcción por lo cual utilizan parte de sus esfuerzos en desarrollar estrategias que les permitan acercarse a un grupo de personas cada vez más diverso y apoyarlos en sus proyectos de vivienda.

### 1.2 PRINCIPALES USOS

- Construcción total de viviendas.
- Fachadas de Edificios, Hoteles, Centros Comerciales, etc.
- Muros de carga.
- Muros divisorios.
- Losas de entrepiso y azotea.
- Aplicación y remodelación de viviendas.
- Escaleras, antepechos, faldones, (fachadas, balcones y bóvedas).

El " PANEL COVINTEC " tiene la aprobación de los principales organismos e instituciones como: Infonavit, Fonhapo, Fovi, Fovissste, Issfam, Sitarm, Instituciones de las viviendas de los estados, empresas privadas, Inmobiliarias, etc.

### 1.3. VENTAJAS.

Se establecieron con la finalidad primordial de ofrecer un sistema constructivo moderno y eficiente que ofreciera mayores ventajas que los sistemas tradicionales y algunos otros prefabricados, se fue posicionando en la preferencia de los constructores al comprobar que con el uso de Panel Covintec, se obtiene alta eficiencia y seguridad durante el proceso constructivo, además de significativos ahorros en el tiempo de ejecución, sin contar con las bondades y versatilidad exclusivas de este producto.

**1. Resistencia:** Una vez recubierto de concreto por ambas caras el "PANEL COVINTEC" presenta excelentes propiedades estructurales que hacen posible su empleo en viviendas de 1, 2 y 3 niveles, como muros de carga, losas de entrepiso y azoteas. Además, por su estructura monolítica, ofrece buenas propiedades antisísmicas superiores a los sistemas tradicionales.



**2. Rapidez:** Por su ligereza y facilidad para la mano de obra, "EL SISTEMA CONSTRUCTIVO COVINTEC" permite sin necesidad de equipos especiales: el armado, manejo y erección de secciones completas de muros y losas, haciendo la construcción en un menor tiempo.

**3. Versatilidad:** "EL PANEL COVINTEC" es fácil de recortar y doblar en cualquier dirección y dar forma a arcos, ventanas, puertas, faldones, fachadas, etc. su gran resistencia y rigidez en las uniones, permite la aplicación a todo tipo de construcciones. En cuanto a su apariencia final, una vez recubierto de mortero, se le puede dar el acabado final que se desee (fino, rustico, pintura, tirol, tapiz, madera, mosaico, etc.)

**4. Durabilidad:** Por sus componentes con materiales no perecederos y su recubrimiento de mortero, aun sometiéndose a condiciones exageradamente agresivas, el panel resiste pruebas de durabilidad por intemperismo, deterioro u oxidación. Aislante térmico y acústico. La dureza del concreto sobre el corazón de poliestireno del panel le imparte propiedades acústicas excepcionales y lo convierte en una efectiva barrera contra el calor.

**5. Rentabilidad:** Al tener un menor espesor los muros hechos con Panel covintec, aumentan la cantidad de metros útiles para la misma área construida.

**6. Control de obra:** En base a un plano es tan factible saber con toda exactitud en forma anticipada cuantas piezas de Panel se requerirán para cada parte de la obra, y por consecuencia, también la cantidad de cemento arena, etc. El bajo peso de cada Panel antes de recubrirlo hace de su manejo en la obra una actividad sencilla y fácil, incluso en edificaciones de varios pisos.

- Fácil cuantificación de materiales.
- Menos maniobras de acarreo.
- Fácil transportación.

**7. Economía:** El costo de la mano de obra se reduce considerablemente al tener rendimiento de ejecución altos. Por su bajo peso, la cimentación y la estructura portante (cuando exista) son mucho más ligeras y por consecuencia menos costosas.

Por sus características propias de un concreto armado, los muros no requieren de castillos ni trabes. No requiere de cimbra para adoptar formas curvas caprichosas, como en el caso de cúpulas, columnas cilíndricas, arcos, etc. Las losas de Panel no requieren cimbra, solamente un apuntalamiento temporal.



- Menor tiempo de ejecución.
- Menos mano de obra.
- No castillos ni trabes.
- No cimbra
- Menor desperdicio
- Menor mantenimiento

**8. Duración:** Las construcciones hechas con Panel covintec son tan durables como las de concreto sólido.



Tabla Comparativa de Ventajas respecto a otros.

VENTAJAS		Mampostería de tabiques	HORMIGON ARMADO	TABIQUERIA Y MADERA	
	<b>COVINTEC</b>	Ladrillo comun de 10cm con enlucido interior de yeso (10mm) exterior con cemento de (20mm).	Hormigon armado sin enlucir de 15cm (densidad aparente, 2.400 kg/m <sup>3</sup> )	Con EPS de 7.6 centímetros de espesor y densidad de 10 kg/m <sup>3</sup> )	<b>OBSERVACIONES</b>
TRANSMITANCIA TERMICA	0.67 w/m 2°C	2.4 w/m 2°C	4.7 w/m 2°C	0.74 w/m 2°C	El muro covintec, gracias a su alma de poliestireno expandido es 3 veces y 6.5 veces superior en aislacion termica al muro de ladrillo y hormigon respectivamente. Esto se traduce tambien en 3 y 6.5 veces mas de ahorro en la calefaccion.
AISLACION ACUSTICA	45db	45db	50db	20db	Similar a un muro de albañileria y muy superior a tabiqueria liviana.
RESISTENCIA AL FUEGO	F-60 y F-120	F-120 y F-180	F-180	F-30	Con la categoria de F-120 permite ser catalogado según norma como muro contra fuego.
TRANSPORTE	Camion de 10 ton, lleva 540m <sup>3</sup> de muro.	Camion de 10 ton, lleva 64m <sup>3</sup> de muro.	Caracteristicos a la obra.	Caracteristicos a la obra	Ahorros en transporte permiten una construccion mas eficiente y de menor costo en lugares apartados de nucleos urbanos o sectores rurales.
PESO	100 kg/m <sup>3</sup>	300 kg/m <sup>3</sup>	600 kg/m <sup>3</sup>	Caracteristico a la obra.	El bajo peso propio, permite disminuir cargas sobre cimentaciones, sobrecargas en losas y los consiguientes ahorros por cimentaciones y refuerzos.
RENDIMIENTO	40m <sup>3</sup> /dia	9m <sup>3</sup> /dia	Caracteristico a la obra	Caracteristico a la obra.	La rapidez de la construccion de Covintec genera importantes ahorros en mano de obra, gastos generales y disminuye el costo alternativo a la inmobiliaria para generar recursos a nuevos
INSTALACIONES	Preembutidas	Picar muros para instalaciones	Caracteristico a la obra	Caracteristico a la obra.	Ahorro de tiempo en faenas de instalaciones.
SUPERFICIE	e=11cms.	e=20cms.	e=25 cms.	Caracteristico a la obra.	Su menor espesor pero similar capacidad estructural y de aislacion termica y acustica que permite ganar mas espacio.

Tabla No. 1. Comparativa de ventajas respecto a otros sistemas constructivos.



**Tabla Comparativa de Ventajas respecto a los tiempos.**

	COVINTEC	Mampostería	Maderas
DESCRIPCION	Dias	Dias	Dias
<b>1 Cimentacion</b>	2	3	3
Excavaciones	4.02m <sup>3</sup> / 1 día	5.98m <sup>3</sup> / 1.5 dias	5.98m <sup>3</sup> / 1.5 dias
Armado	kg	kg	kg
Colado	4.02m <sup>3</sup> / 1 día	5.98m <sup>3</sup> / 1.5 dias	5.98m <sup>3</sup> / 1.5 dias
<b>2 SOBRECIMIENTO</b>	1.3	1.3	1.3
Encajonado	8.82m <sup>3</sup> / 1día	8.82m <sup>3</sup> / 1día	8.82m <sup>3</sup> / 1día
Armado	kg	kg	kg
Colado	1.32m <sup>3</sup> / 0.3 día	1.32m <sup>3</sup> / 0.3 día	1.32m <sup>3</sup> / 0.3 día
<b>3 MUROS</b>	4	6.3	5
Muro de ladrillos	41.36m <sup>2</sup>	2.1	
Encajonado	5.16m <sup>2</sup>	1	
Columnas	0.41m <sup>2</sup>	1	
Cadenas	0.75m <sup>2</sup>	1	
Perfiles metálicos			
<b>4 INSTALACIONES</b>	4	5	4
Electrica	13 c/u 2días	13 c/u 2días	13 c/u 2días
Sanitarias	1 / 2 días	1 / 2 dias	1 / 2 días
<b>5 ACABADOS</b>	4	4	4
Puertas y ventanas	4 c/u 2 días	4 c/u 2 días	4 c/u 2 días
Accesorios de baño.	1 accesorio 1 día	1 accesorio 1 día	1 accesorio 1 día
Accesorios de cocina	1 accesorio 1 día	1 accesorio 1 día	1 accesorio 1 día
<b>TOTAL DE DIAS</b>	<b>17.3</b>	<b>22.6</b>	<b>20.3</b>

**Tabla No. 2. Comparativa de tiempos según diferentes sistemas constructivos.**



### 1.4 PROPIEDADES FÍSICAS DEL PANEL

Algunas de las características de los paneles modulares del sistema se encuentran en las siguientes tablas, la información sirve de ayuda para la revisión del cálculo estructural de los muros de carga, techos y losas de entrepiso.

Especificación Panel Covintec		
CARACTERÍSTICAS	2"	3"
Uso	Estructural (muros de carga)	
Área de acero.	1,62 cm <sup>2</sup>	1,62 cm <sup>2</sup>
Resistencia al cortante.	8,655 kg/m	9,043 kg/m
Carga vertical.	5,773 kg/m	9,867 kg/m
Peso sin aplanar.	3,15 kg/m <sup>2</sup>	3,90 kg/m <sup>2</sup>
Espesor terminado.	8cm	10cm
Peso terminado.	78 kg/m <sup>2</sup>	79 kg/m <sup>2</sup>
Espesor mortero.	2,5cm por cara	2,5cm por cara
F'c mortero.	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla No. 3. Especificaciones de panel.**

Especificación QualyPanel Covintec			
CARACTERÍSTICAS	2"	3"	4"
Uso	Estructural (muros de carga)		
Área de acero.	1,46 cm <sup>2</sup>	1,46 cm <sup>2</sup>	1,46cm <sup>2</sup>
Resistencia al cortante.	7,184 kg/m	7,572 kg/m	7,757kg/m
Carga axial.	5,495 kg/m	9,391 kg/m	11,258kg/m
Peso sin aplanar.	2,40 kg/m <sup>2</sup>	2,70 kg/m <sup>2</sup>	3,10kg/m <sup>2</sup>
Espesor terminado.	8cm	10cm	13cm
Peso terminado.	75 kg/m <sup>2</sup>	76 kg/m <sup>2</sup>	77kg/m <sup>2</sup>
Espesor mortero.	2,5cm por cara	2,5cm por cara	2,5cm por cara
F'c mortero.	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla No. 4. Especificaciones de Qualypanel.**

Especificación EconoPanel Covintec		
CARACTERÍSTICAS	2"	3"
Uso	Muros Divisorios	
Área de acero.	1,22 cm <sup>2</sup>	1,22 cm <sup>2</sup>
Resistencia al cortante.	-----	-----
Carga axial.	-----	-----
Peso sin aplanar.	1,50 kg/m <sup>2</sup>	1,80 kg/m <sup>2</sup>
Espesor terminado.	8cm	10cm
Peso terminado.	74 kg/m <sup>2</sup>	75 kg/m <sup>2</sup>
Espesor mortero.	2,5cm por cara	2,5cm por cara
F'c mortero.	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla No. 5. Especificaciones de EconoPanel.**





Especificación Qualycimiento Covintec		
CARACTERÍSTICAS	3"	4"
Uso	Muros Divisorios	
Área de acero.	1,46 cm <sup>2</sup>	1,46 cm <sup>2</sup>
Resistencia al cortante.	11,057kg/m	12,602kg/m
Carga axial.	17,294kg/m	20,733kg/m
Peso sin aplanar.	3,2 kg/m <sup>2</sup>	3,6 kg/m <sup>2</sup>
Espesor muro terminado.	10cm	13cm
Espesor cimiento terminado.	15-20cm	20-25cm
Peso muro terminado.	79 kg/m <sup>2</sup>	80 kg/m <sup>2</sup>
Peso cimiento terminado.	144kg/m	180kg/m
Espesor mortero.	2,5cm por cara	2,5cm por cara
F'c mortero.	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>
F'c concreto.	200 kg/cm <sup>2</sup>	200 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla No. 6. Especificaciones de Qualycimiento.**

Especificación Qalylosa Covintec			
CARACTERÍSTICAS	3,25m	4,06m	5,01m
Uso	Estructural (muros de carga)		
Área de acero.	2,80cm <sup>2</sup>	4,03cm <sup>2</sup>	4,62cm <sup>2</sup>
Resistencia al cortante.	21,273kg/m	23,843kg/m	28,232kg/m
Carga permisible.	586kg/m <sup>2</sup>	581kg/m <sup>2</sup>	616kg/m <sup>2</sup>
Peso sin aplanar.	3,85kg/m <sup>2</sup>	4,75kg/m <sup>2</sup>	5,90kg/m <sup>2</sup>
Espesor terminado.	15,5cm	16,5cm	17,5cm
Peso terminado.	140kg/m <sup>2</sup>	160kg/m <sup>2</sup>	185kg/m <sup>2</sup>
Espesor mortero plafón.	2,0cm	2,0cm	2,0cm
Espesor concreto.	5,0cm	6,0cm	7,0cm
F'c mortero.	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>	100 kg/cm <sup>2</sup>
F'c concreto.	200 kg/cm <sup>2</sup>	200 kg/cm <sup>2</sup>	200 kg/cm <sup>2</sup>

**Tabla No. 7. Especificaciones de Qalylosa.**



PARAMETRO DE DISEÑO PANEL COVINTEC					
DESCRIPCION	ESTRUCTURAL			DIVISORIO	
	PANEL 2"	PANEL 3"	PANEL 4"	PANEL 2"	PANEL 3"
<b>PERALTE</b>	<b>5,08 cm.</b>	<b>7,62 cm</b>	<b>10,16 cm.</b>	<b>5,08 cm.</b>	<b>7,62 cm.</b>
f <sub>c</sub> , Mortero 1:4 kg/cm <sup>2</sup>	70	70	70	70	70
f <sub>c</sub> , Concreto kg/cm <sup>2</sup>	200	200	200	200	200
f <sub>y</sub> , Acero, kg/cm <sup>2</sup>	4200	4200	4200	4200	4200
As, cm <sup>2</sup> /ml.	0,623	0,623	1,099	0,212	0,212
<b>CAPACIDAD AL ESFUERZO CORTANTE EN LOSAS (kg/ml)</b>					
Acero, Vs	1,267	824	766		
Concreto 5cm. Vc	2,091	2,091	2,091		
Total=(Vs+Vc)/1,5	2,239	1943	1905		
<b>CAPACIDAD A LA FLEXION EN LOSAS (kg-m)</b>					
Peralte efectivo d+, cm.	9,6	12,12	14,2		
Peralte efectivo d-, cm.	7,1	9,625	11,7		
M <sub>máx +</sub>	240,8	307,28	635,98		
M <sub>máx -</sub>	170,85	237,51	520,94		
<b>CAPACIDAD AL CORTANTE HORIZONTAL EN MUROS (kg/ml)</b>					
Mortero de 2,5 cm de espesor.	2,586	2,586	2,586		
<b>CAPACIDAD DE CARGA AXIAL (kg/ml)</b>					
MURO: h=2,44m.	3,037	4,015	22,832		
MURO: h=3,05m.	1,944	2,570	16,48		
MURO: h=3,66m.	1,350	1,784	8,717		
<b>ESPESOR TERMINADO EN MUROS (cm)</b>					
Recubrimiento de 2 cm.	7,08	9,62	12,16	7,08	9,62
Recubrimiento de 2,5 cm.	8,08	10,62	13,18	8,08	10,62
<b>ESPESOR TERMINADO EN LOSAS (cm)</b>					
Capa de compresión 3,5 cm. de espesor.	9,08	11,62	14,16		
Capa de compresión de 5 cm. de espesor.	10,58	13,12	15,66		



Tabla No. 8. Parámetros de diseño.

### 1.5 ESPECIFICACIONES PANELES ESTRUCTURALES

#### 1. Panel covintec 2" estructural.

Es una estructura tridimensional de alambre de acero calibre 14, formado por armaduras continuas de 51 mm. Igualmente separadas, con tiras de espuma de poliestireno de 29 mm de altura, las armaduras están unidas a lo ancho del panel por alambres horizontales. Las dimensiones son 1.22x2.44x0.051 m.

La retícula de alambre está separada 9.5mm del poliestireno para permitir el agarre del mortero aplicado a cada cara del panel después de su instalación.



## 2. Panel covintec 3" estructural.

Es una estructura tridimensional de alambre de acero de calibre 14, formado por armaduras continuas de 76 mm de peralte separadas a cada 51 mm, con tiras de espuma poliestireno de 54 mm de altura, las armaduras están unidas a lo ancho del panel por alambres horizontales, electro soldado a cada 51 mm. Las dimensiones son 1.22x2.44x0.076 m.

<b>USOS PANELES ESTRUCTURALES</b>
PANEL COVINTEC 2" ESTRUCTURAL
1.22 X 2.44 mts. (4'x 8')

- \* Muros y losas.
- \* Viviendas de un nivel.
- \* Losas de cubierta de hasta 4.5m de claro.

PANEL COVINTEC 3" ESTRUCTURAL
1.22x 2.44 mts. (4'x8')

- \* Muros y losas.
- \* Viviendas de dos niveles.
- \* Losas de cubierta de hasta 5.0m de claro.
- \* Losas de entrepiso de hasta 4.5m de claro.

PANEL COVINTEC 4" ESTRUCTURAL
1.22x 2.44 mts (4'x8')

- \* Muros y losas.
- \* Viviendas de hasta tres niveles.
- \* Entrepisos de hasta 6.0m de claro.
- \* Cubiertas hasta 7.0m de claro.

## 1.6. ESPECIFICACIONES PANELES DIVISORIOS

### 1. Panel covintec 2" divisorio.

Es una estructura tridimensional de alambre de acero calibre 14, formado por armaduras continuas de 51 mm de peralte separadas a 152 mm, con tiras de poliestireno de 29 mm de altura, las armaduras están unidas a lo ancho del panel por alambre de calibre 14, electro soldado a cada 101 mm. Las dimensiones son 1.22x2.44x0.051 m.



La retícula de alambre está separada 9.5 mm del poliestireno para permitir el agarre del mortero aplicado a cada cara del panel instalado.

## 2. Panel covintec 3" divisorio.

Es una estructura tridimensional de alambre de acero calibre 14, formado por armaduras continuas de 76 mm de peralte separadas a 152 mm, con tiras de poliestireno de 54 mm de altura, las armaduras están unidas a lo ancho del panel por alambre de calibre 14, electro soldado a cada 101 mm. Las dimensiones son 1.22x2.44x0.076 m.

<b>USOS PANELES DIVISORIOS</b>
PANEL COVINTEC 2" ESTRUCTURAL
1.22x 2.44 mts (4'x8')

- \* Muros divisorios interiores.
- \* Faldones.
- \* Detalles arquitectónicos planos.
- \* Sobre estructuras metálicas o de concreto, para formar volúmenes.
- \* Muros provisionales sin repello.
- \* Muros tapón "cerrar puertas o ventanas".
- \* Plafones aparentes o para dar acabados.
- \* Decoración y estenografías.

PANEL COVINTEC 3" DIVISORIOS
1.22x 2.44 mts. (4'x8')

- \* Muros divisorios exteriores.
- \* Pretiles y faldones.
- \* Detalles arquitectónicos planos.
- \* Sobre estructura metálica o de concreto, para formar volúmenes.

## 1.7. CIMENTACIONES

Toda edificación se soportará por medio de una cimentación que cumpla con los requisitos relativos al diseño y construcción que se establecen en las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones del Distrito Federal.

Las edificaciones no podrán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, suelos o rellenos sueltos o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural firme o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados.



La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas. Esto se realizó con fines de diseño antisísmico. Para realizar esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, grandes sismos que aparecen en los registros históricos y los registros de aceleración del suelo de algunos de los grandes temblores ocurridos en este siglo.

Estas zonas son un reflejo de que tan frecuentes son los sismos en las diversas regiones y la máxima aceleración del suelo a esperar durante un siglo. La zona A es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.

La zona D es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad. Las otras dos zonas (B y C) son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo. Aunque la Ciudad de México se encuentra ubicada en la zona B, debido a las condiciones del subsuelo del valle de México, pueden esperarse altas aceleraciones.

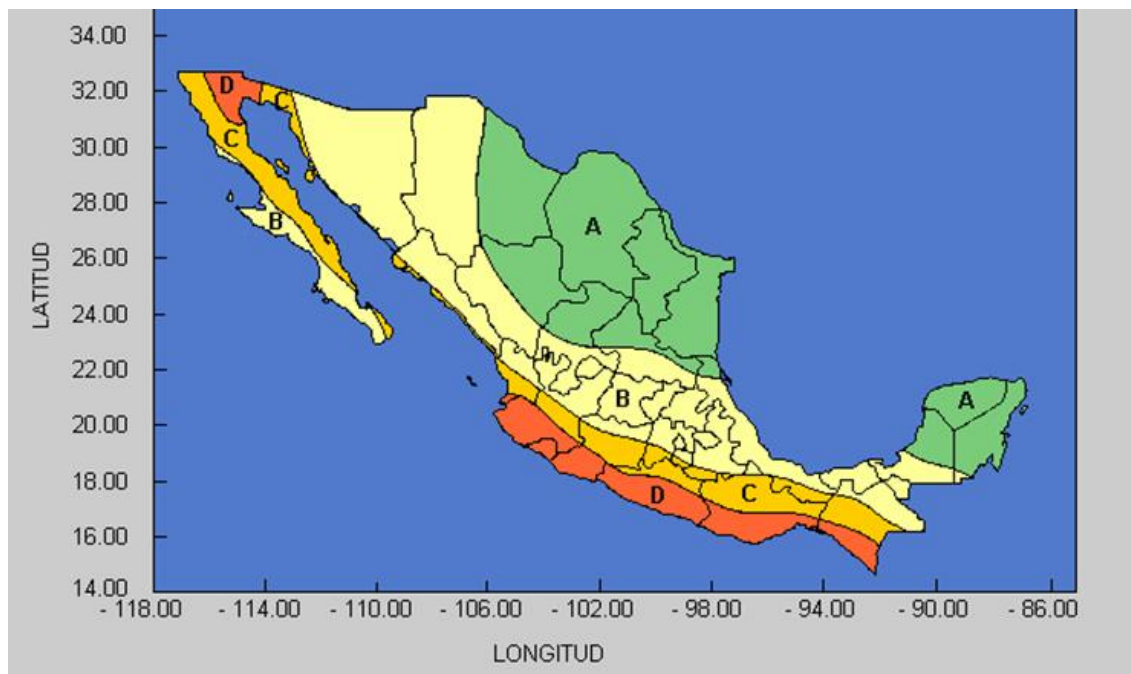


Figura No. 3. Regionalización sísmica de la república Mexicana.



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

---

Para tener un mejor control de las estructuras a realizar se zonifica de la siguiente manera:

**Zona I.** Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.

**Zona II.** Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

**Zona III.** Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.

Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

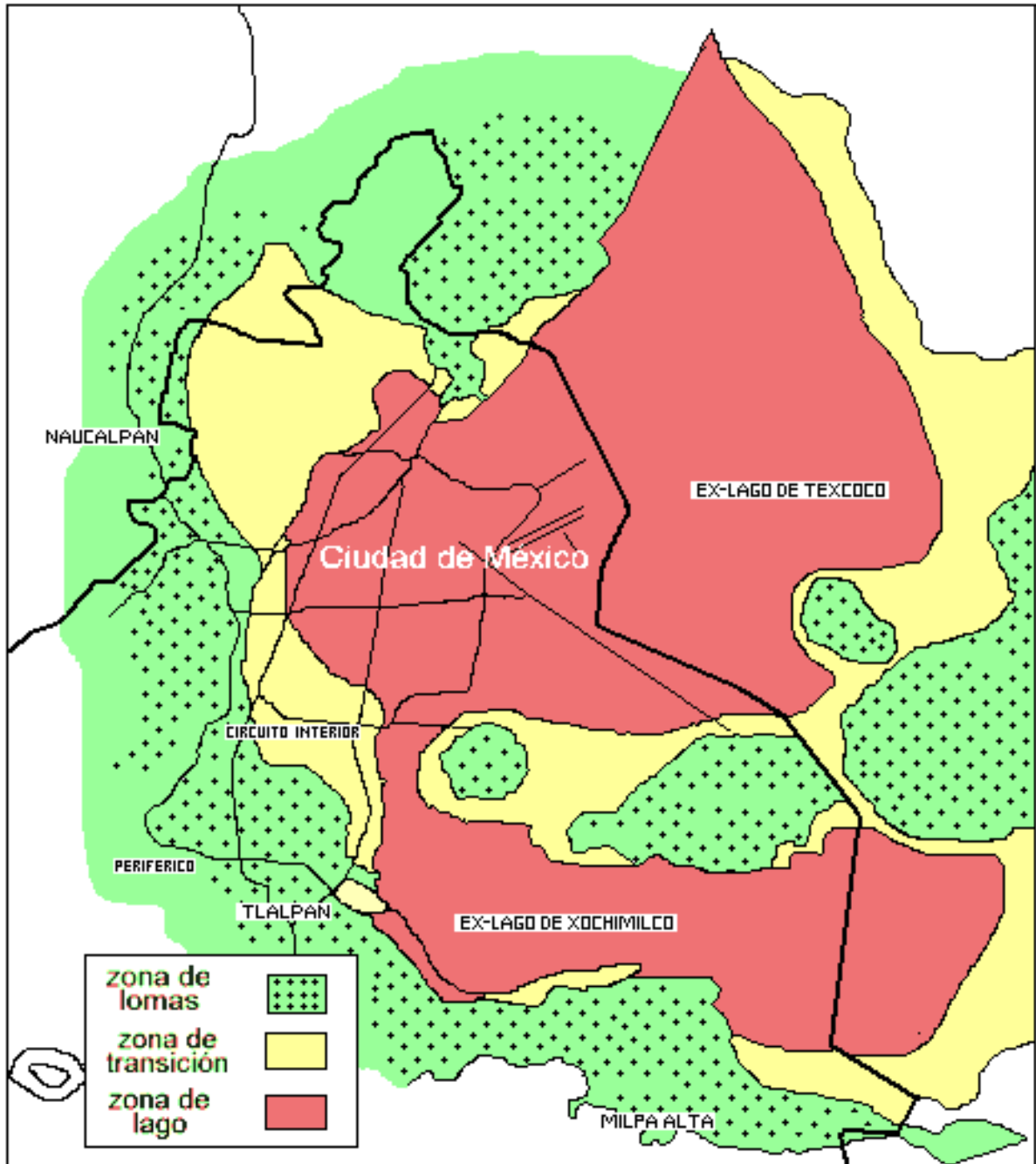


Figura No. 4. Mapa de zonificación sísmica del valle de México.

La investigación del subsuelo del sitio mediante exploración de campo y pruebas de laboratorio debe ser suficiente para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del predio y los procedimientos de edificación. Además, debe ser tal que permita definir:



- I. En la zona I a que se refiere el artículo 170 del capítulo VIII del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, si existen materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas, y en caso afirmativo su apropiado tratamiento.
- II. En las zonas II y III, la existencia de restos arqueológicos, cimentaciones antiguas, grietas, variaciones fuertes de estratigrafía, historia de carga del predio o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño.

Deben investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las edificaciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomos, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la edificación no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los estados límite de falla y de servicio.

### **1.7.1. Exploraciones.**

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las indicadas en la siguiente tabla. No obstante la observancia del número y tipo de investigaciones indicados no liberaran al director responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo.

Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales y especialmente en terrenos afectados por irregularidades serán generalmente muy superiores a las indicaciones de dicha tabla.





REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO
Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras
Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:
Peso unitario medio de la estructura $w \leq 4 \text{ t/m}^2$ $P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II; o $P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$ .

**Tabla No. 9. Requisitos de investigación en el subsuelo.**

Para la aplicación de la tabla se tomara en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura,  $w$ , la suma de la carga viva y muerta con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura.

En edificios deformados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse de forma separada.

- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozo a cielo abierto o sondeos según lo especifica el reglamento de construcciones del Distrito Federal.) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a 2 m bajo el nivel de desplante.
- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos incluyendo los geofísicos, solamente se emplearan como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los indicados a continuación:
  1. Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III.



2. Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Solo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas.

1. Superficial: Cuando el suelo es superficialmente resistente, o este ha sido mejorado, seguiremos los siguientes pasos:

- Usar Qualycimiento Covintec para construir una losa de cimentación:
  - a) Excavar una cepa de 25 cm de profundidad y 20 cm de ancho.
  - b) Impermeabilizar la cepa con polietileno calibre 400 o con algún producto específico.
  - c) Colar en el fondo de la cepa una plantilla de concreto pobre de 5 cm.
  - d) Colocar el Qualycimiento pre-ensamblado en grupo de 2 o 3 hojas.
  - e) Amarrar el acero de refuerzo inferior con alambre recocado a la siguiente pieza.
  - f) Colocar malla electro-soldada para el firme y amarrarla del Qualycimiento.
  - g) Alinear y plomear el qualycimiento sujetándolos con tensores o reglas metálicas para evitar que se mueva y se desplome.
  - h) Colocar la cimentación con el concreto especificado con impermeabilizante integral y vibrar para su correcta ejecución.
  - i) Colar el firme de concreto según sus especificaciones.

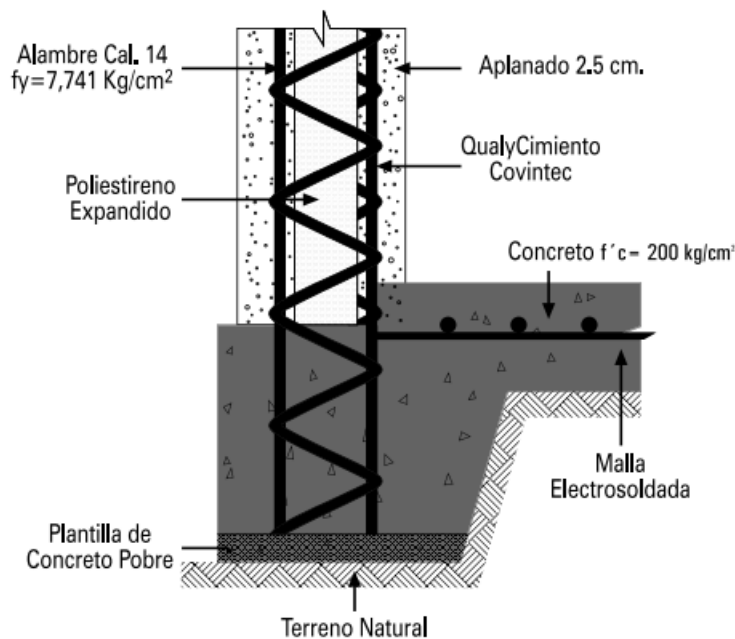


Figura No. 5. Losa de cimentación, corte.



2. No superficial: Cuando el terreno superficial es de origen vegetal o limoso, y se requiere bajar la cimentación a un estrato más resistente y profundo, mediante el sistema de contra trabes o zapatas.

- Para usar Qualycimiento Covintec como contra trabe:
  - a) Excavar la cepa de 60cm de profundidad o la que se requiera, y del ancho especificado para recibir la carga.
  - b) Impermeabilizar la cepa con polietileno calibre 400 o algún producto especificado.
  - c) Colar en el fondo de la cepa una plantilla de concreto pobre de 5cm.
  - d) Colocar el Qualycimiento pre-ensamblado en grupo de 2 o 3 hojas.
  - e) Amarrar el acero de refuerzo inferior con alambre recocido a la siguiente pieza.
  - f) Alinear y plomear el qualycimiento sujetándolos con tensores o reglas metálicas para evitar que se mueva y se desplome.
  - g) Colocar la cimentación con el concreto especificado con impermeabilizante integral y vibrar para su correcta ejecución.

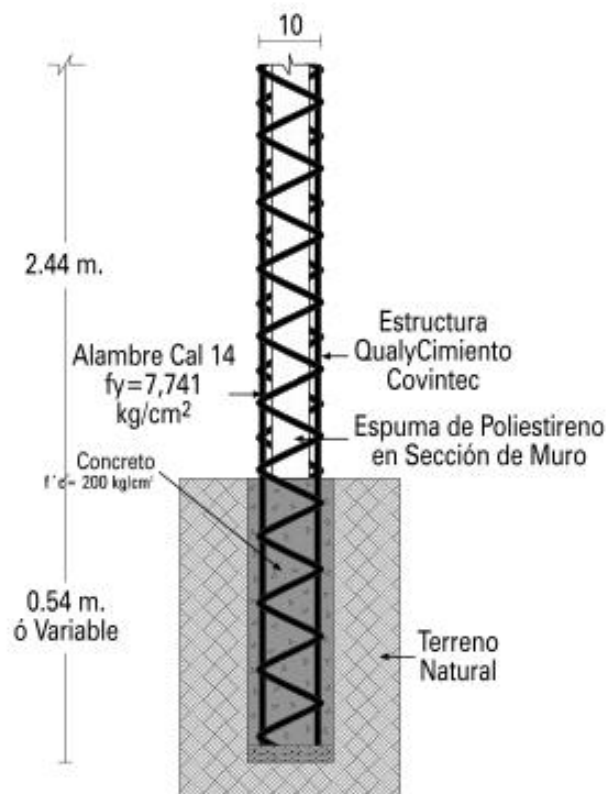


Figura No. 6. Qualycimiento, contratrabe tipo.

- Para usar Qualycimiento Covintec como zapata:
  - a) Excavar la cepa de 70 cm de profundidad o la que se requiera y del ancho especificado para recibir la carga.
  - b) Impermeabilizar la cepa con polietileno calibre 400 o algún producto especificado.
  - c) Colar en el fondo de la cepa una plantilla de concreto pobre de 5 cm.
  - d) Colocar la zapata formada formándola con Qualylosa o Qualypanel, según el acero requerido, colocando este elemento acostado o transversal al muro, sin poliestireno y con el acero grueso hacia abajo.
  - e) Colocar al centro el Qualycimiento pre-ensamblado en grupos de 2 o 3 hojas integrándolos a la zapata con bastones de varilla de 3/8" a cada 30cm.
  - f) Amarrar el acero corrugado longitudinal de refuerzo inferior con alambre recocado.
  - g) Cimbrar con madera las paredes del dado para permitir un recubrimiento de 5cm.
  - h) Alinear y plomar el qualycimiento sujetándolos con tensores y reglas metálicas; colar y vibrar adecuadamente el concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , integrando impermeabilizante integral para su correcta ejecución.

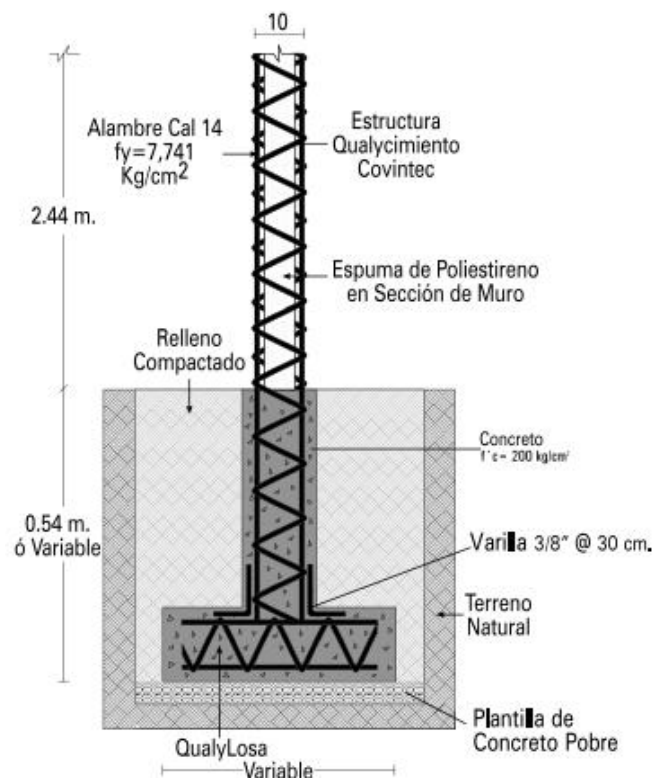


Figura No. 7. Cimentación.



3. Existente: Cuando ya existe una cadena de cimentación, o cuando se construyan niveles superiores sobre la construcción tradicional seguir estos pasos:

- a) Hacer orificios de  $3/8''\varnothing$  o de 10 cm, de profundidad a cada 40 cm. Alineándolos con reventón al paño interior del muro.
- b) Colocar varillas de  $3/8''\varnothing$  o  $5/16''\varnothing$  de alta resistencia de 50 cm, en cada orificio dejando 40 cm de altura libre.
- c) El qalypanel se amarrara a las varillas de  $3/8''\varnothing$  o  $5/16''\varnothing$  por fuera de la malla con alambre recocido, efectuando por lo menos tres amarres a cada una de las varillas.

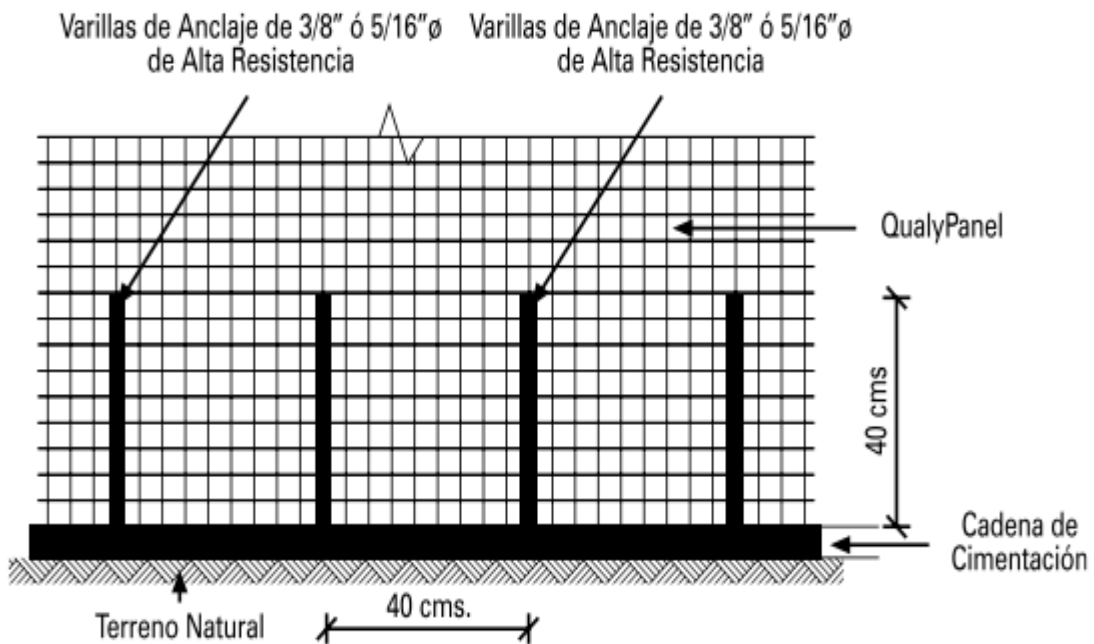


Figura No. 8. Unión del sistema Covintec a la cimentación (Alzado).

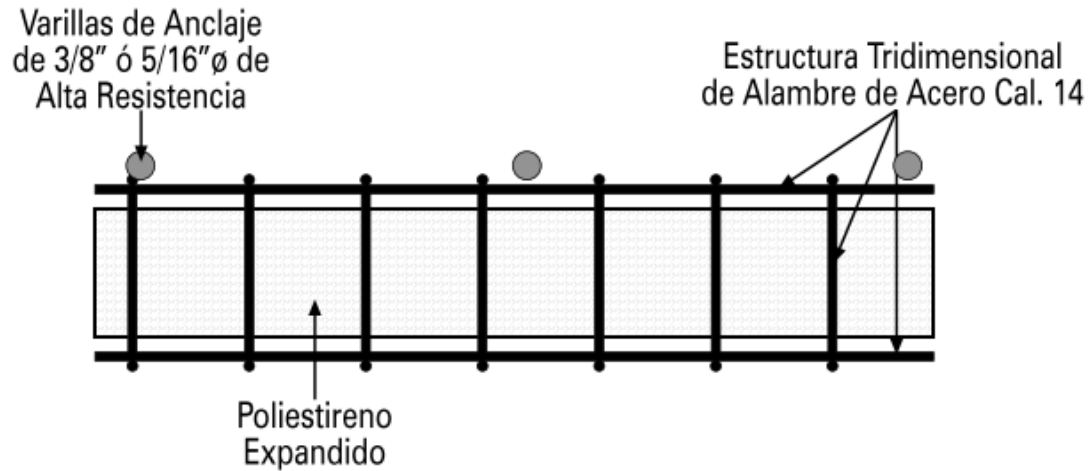


Figura No. 9. Anclaje del sistema Covintec a cimentación (Planta).

### 1.8. BARDAS DE LINDERO

Para construir muros colindantes o bardas de lindero, seguir con el procedimiento:

- Sobre la cimentación se dispondrán las varillas de 3/8" o 5/16"  $\varnothing$  alternadas por fuera y por dentro a cada 40 cm.
- Las varillas que dan hacia el interior se doblan de modo que queden a ras de corona de cimentación.
- El qualypanel se coloca sobre el suelo y se repella la cara colindante pueden ser grupos de dos o tres hojas.
- Una vez seca la capa de mortero, se levanta la hoja y se enderezan las varillas interiores.
- Finalmente, se amarra el qualypanel a las varillas de ambos lados perfectamente se repella la cara interior del mismo.

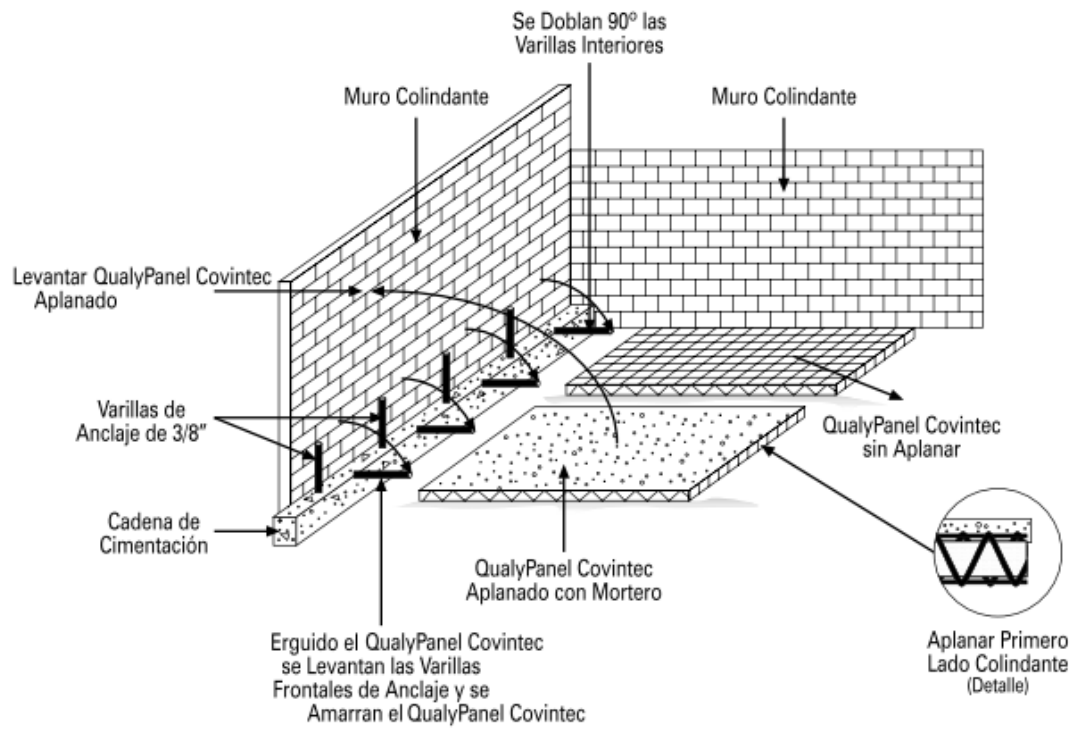


Figura No. 10. Aplanado de las bardas de lindero.



Figura No. 11. Malla plana de 4" Para unión de paneles en muros.



**Figura No. 12. Estucado de una barda de lindero.**



**Figura No. 13. Estucado de bardas de una casa habitación.**





## Muros de carga



**Figura No. 14. Preparación del muro para acabados.**



**Figura No. 15. Aplanado interior en muros.**



### Muros divisorios



Figura No. 16. Vista de la utilización de panel covintec como muro divisorio sobre estructura metálica.



Figura No. 17. Se observa el andamio para la colocación del panel como muro divisorio.



### Bardas, muros acometidas



Figura No. 18. Estucado de un muro de acometida (fachada).



Figura No. 19. Muros de acometida para la división de propiedades.



**Figura No. 20. Muro acometida de predio particular.**



**Figura No. 21. Procedimiento constructivo de obra negra para un muro acometida de gran extensión.**



Figura No. 22. Vista final del muro acometida con sus acabados.

### 1.9. UNIONES.

En todas las uniones del sistema para muros y losas se hacen con autoensamble, debiendo usarse las mallas esquinero para unir los muros en sus diferentes situaciones.

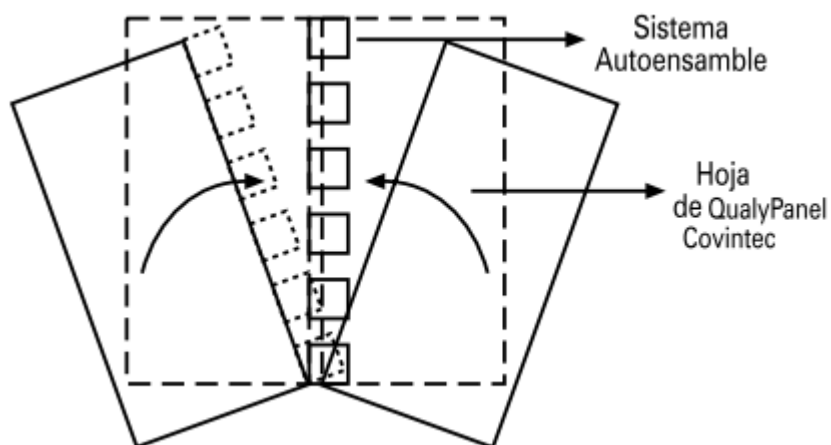


Figura No. 23. Autoensamble.

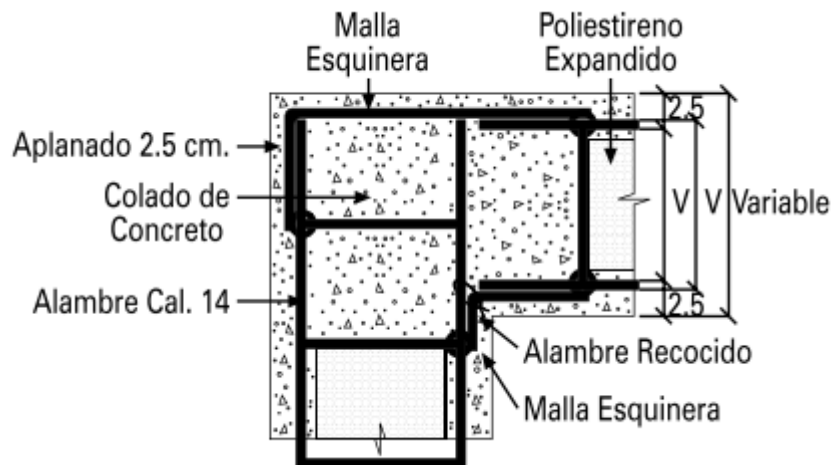


Figura No. 24. Unión de muros en esquina (Planta).

### 1.10. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

#### Anclajes

En una losa de piso convencional se colocan varillas de 3/8" a 40 cm. de separación en la posición donde se colocarán las paredes. Estas varillas deben sobresalir 40cm. de la losa, preferentemente ancladas a la cimentación original (si su losa ya está construida, puede utilizar un taladro y epóxico adhesivo para colocar los mismos o utilizar recibidores de cortante).

#### Pre-ensamblado de Paneles

Unir el primer par de paneles con clips o alambre recocido a cada 40 cm. en cada lado, luego se refuerza esta unión colocando las mallas unión COVINTEC de 4" de ancho igualmente en ambos lados, fijándolas a los paneles de 30 cm. en forma alternada.



Montaje de paneles COVINTEC, y su fijación inicial mediante grapas.

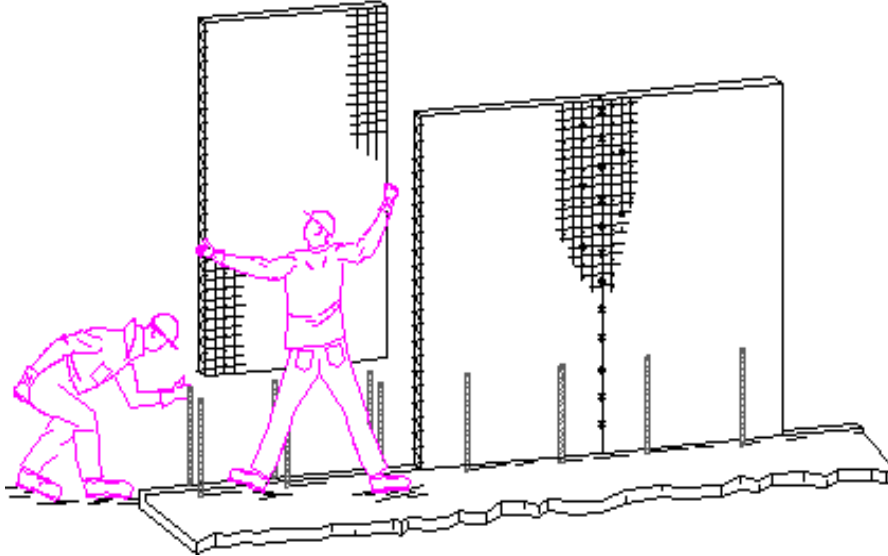


Figura No. 25. Montaje de panel Covintec y fijación mediante grapas.

### 1.10.1. Colocación de los Paneles.

Las paredes armadas con los paneles COVINTEC se deslizan insertando las varillas de acero, que deben quedar entre la malla y el aislante. Se recomienda cortar o quemar parcialmente el aislante que quedará alrededor de las varillas para facilitar su instalación y mejorar la adherencia del mortero una vez aplicado. Luego amarre las varillas a la malla del panel con alambre recocido utilizando una pinza.



Figura No. 26. Pinza universal.



Figura No. 27. Pinza cigüeña o de punta.



### 1.10.2. Extensiones y esquinas.

Igual que en el pre-ensamblado de paneles, cada panel adicional, debe unirse con mallas unión en ambas caras. Para las esquinas, utilice las mallas esquineras, las cuales serán fijadas igualmente con clips o alambre galvanizado en ambas caras.

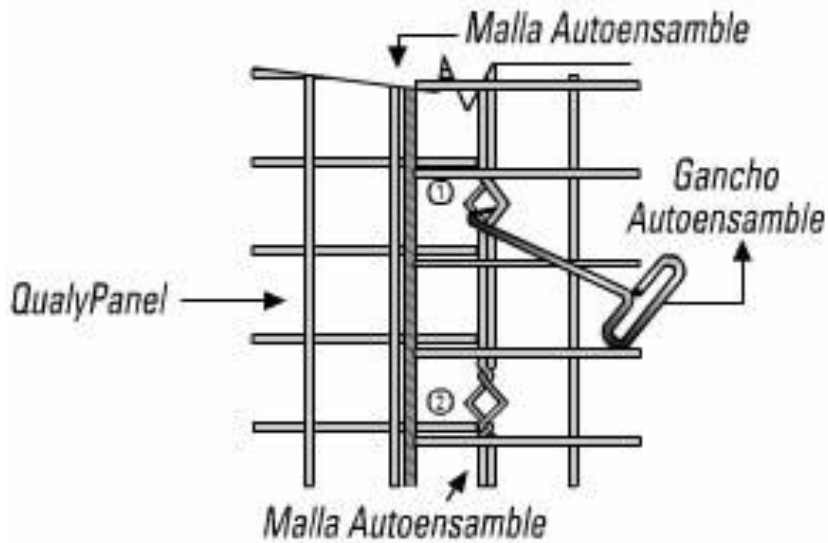


Figura No. 28. Malla auto ensamblable.



Figura No. 29. Malla esquinero de 4"x4" para unión interior de paneles en esquina.





**Figura No. 30. Malla esquinero de 4"x8" para unión exterior de paneles en esquina.**

### **1.10.3. Refuerzos en puertas y ventanas.**

Estas se hacen marcando y recortando la malla del sistema Covintec con una sierra circular, sierra recíproca o con cizallas, y reforzando el contorno por ambos lados con malla "zig-zag".

Estas mallas deben sobresalir 30 cm, el contorno de las ventanas o de las puertas. Además instalar mallas diagonales en cada arista de 40 cm, (por ambas caras).



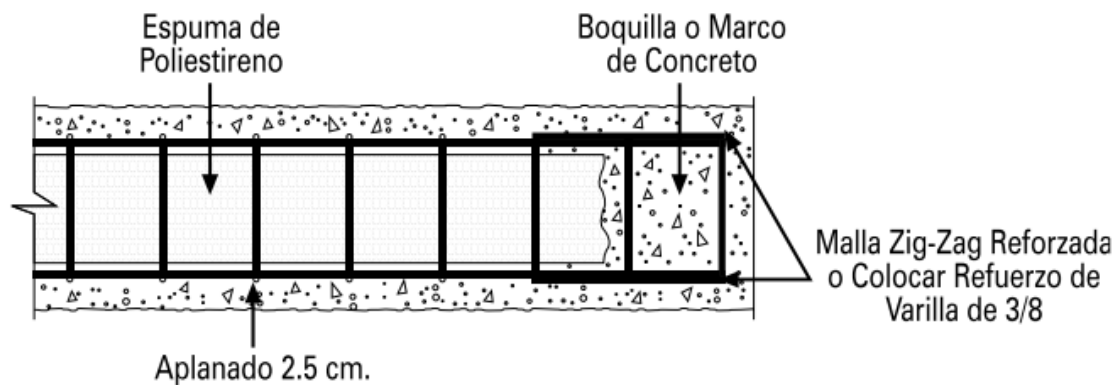
**Figura No. 31. Sierra circular.**



**Figura No. 32. Sierra recíproca.**



Ya reforzado el contorno se deberá de remover el poliestireno en todo el perímetro de la puerta o de la ventana y rellenar este espacio con mortero o concreto para formar un marco rígido. En el marco superior según sea el claro se retirará el poliestireno y se reforzará para formar una cadena de cerramiento de concreto con armado integrado.



**Figura No. 33. Boquillas en puertas y ventanas (Alzado).**

### **1.11. Instalación de tuberías de agua y electricidad.**

Los ductos de las instalaciones eléctricas, hidráulicas y sanitarias se deslizan por el centro del qualypanel (antes de aplicar el mortero), derritiendo el poliestireno con calor o mediante el empleo de un solvente (thinner, alcohol, etc.) o removiéndolo con un cuchillo. Para la introducción de ductos rígidos, de preferencia insertar por la parte superior del qualypanel y si no es posible, cortar y reforzar con malla auto-ensamble recta o con malla zigzag a todo lo largo del ducto donde fue cortado el acero.

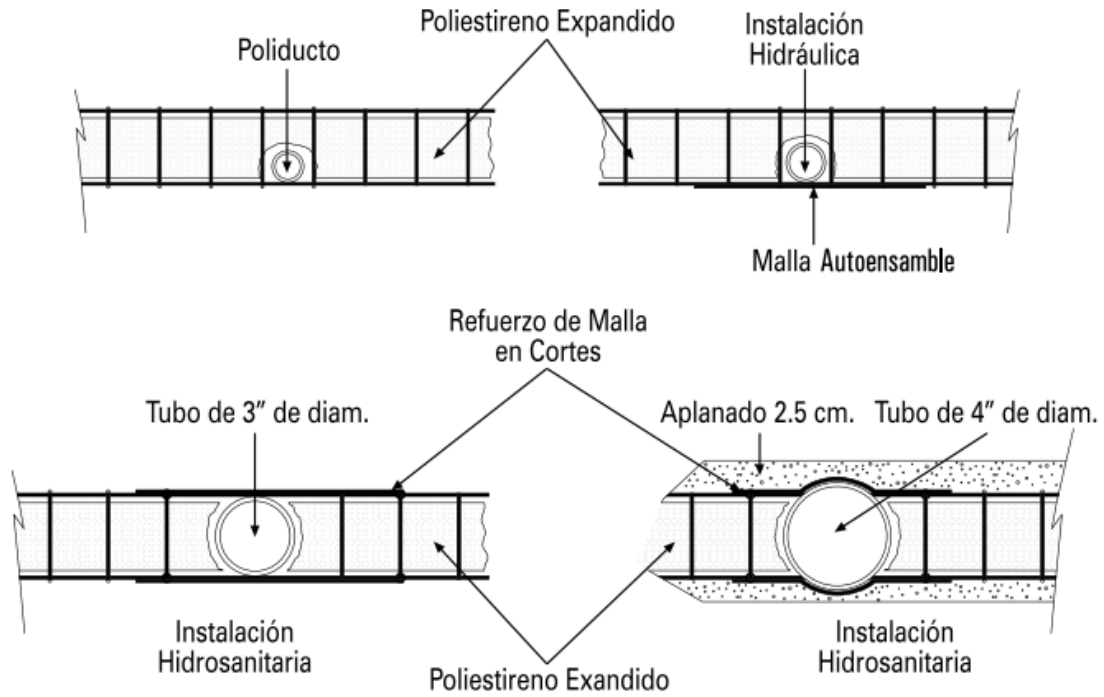


Figura No. 34. Instalaciones en el sistema Covintec (Planta).

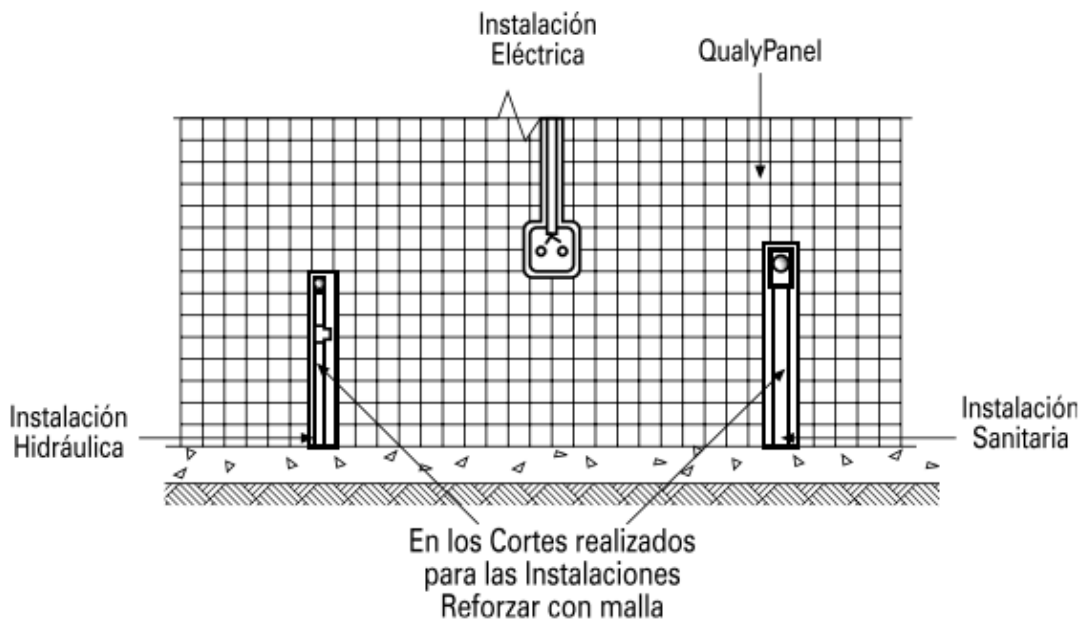


Figura No. 35. Instalaciones (Alzado).



La capa de Compresión se recomienda de 5 cms, en la parte superior, con concreto  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , en la parte inferior (Plafón) mortero cemento-arena con un espesor de 2 cm y un  $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ .

En la capa de compresión se puede utilizar como refuerzo por temperatura fibra para concreto (polipropileno) en proporción de 100 grs. Por bulto de cemento. En caso de no contar con este material se utilizara acero de refuerzo de un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , o malla electro-soldada.



**Figura No. 36. Empotramiento de instalaciones hidráulicas y sanitarias.**



**Figura No. 37. Salida hidráulica y sanitaria para lavabo o fregadero.**



Figura No. 38. Empotramiento de manguera para la instalación eléctrica.

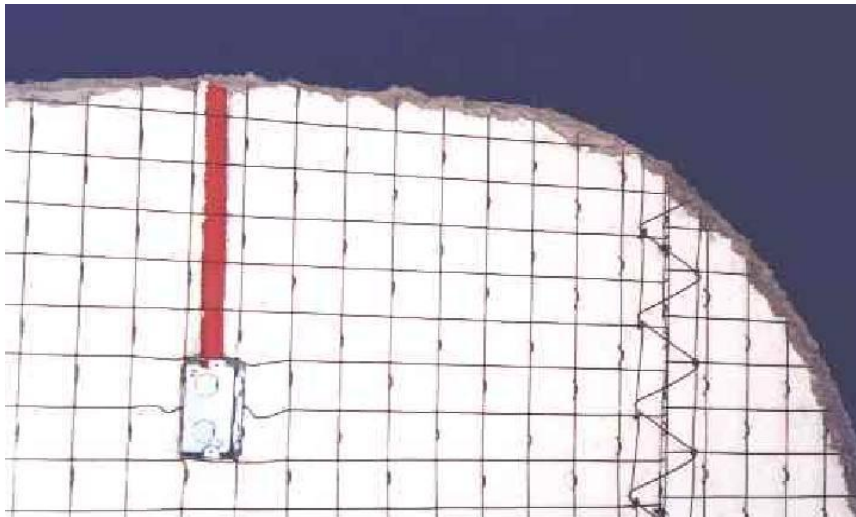


Figura No. 39. Bajada eléctrica.

### 1.11.1 Alineación y aplome de paredes.

Se debe garantizar una pared correctamente aplomada y alineada antes de aplicar el repello para esto se utilizan arriostres o puntales de madera convencionales o los de metal de rápido ajuste.

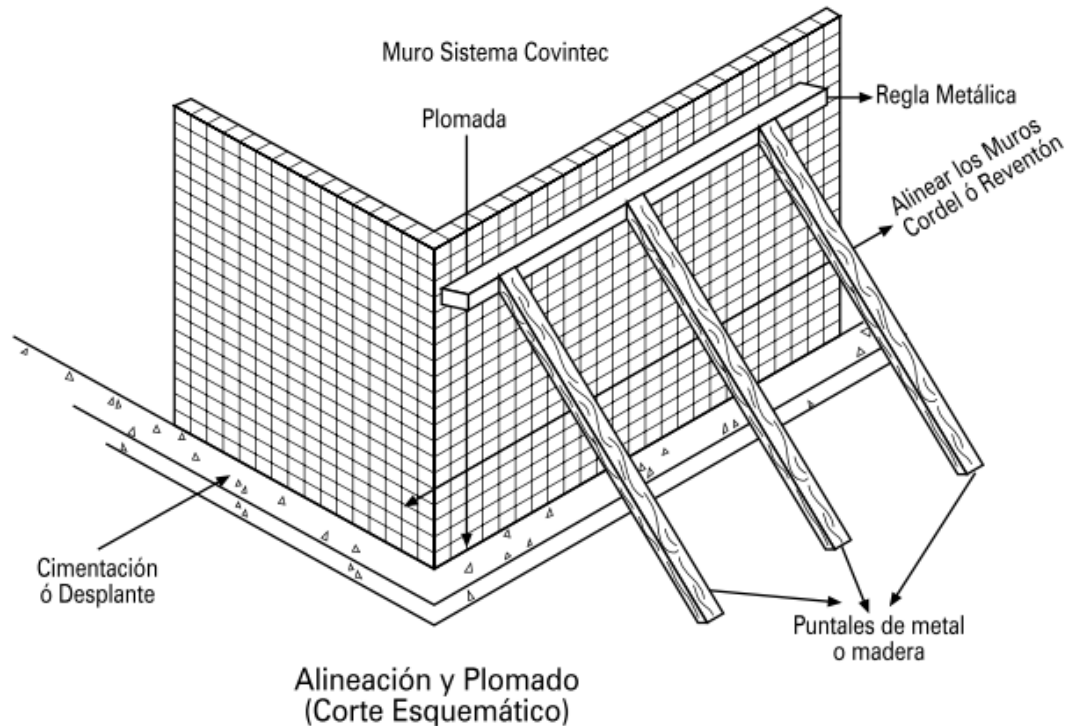


Figura No. 40. Alineación y plomado (Corte esquemático).

### Ventajas en el uso del Panel de Acero Estructural COVINTEC-HOPSA

- Cada panel COVINTEC resiste hasta 7257.6 kg de carga axial, en el sentido largo, con una altura de 2.44 m.
- Es resistente al fuego por más de una hora. (Warnock Hersey Fire Labs, E.U.A)
- 578.3 kg de resistencia al cortante transversal por cada panel cuando es utilizado como pared.
- Flexión de 680.4 kg. Por cada panel cuando estos son utilizados en paredes.
- Es liviano y de fácil acarreo, tan sólo 12 kg en cada panel.



- Su peso, una vez repellado, equivale a un 50% menos que el del bloque repellado, economizando en cimientos y estructuras.
- No se agrieta ni se desquebraja.
- El panel Covintec tiene 2721.6 kg de resistencia contra sismo.
- COVINTEC, protege contra el calor. Además, permite economizar en la capacidad del aire acondicionado y el consumo de energía.
- Covintec resiste vientos huracanados, hasta 180 kph.

El alma de poliestireno expandido del sistema presenta una forma dentada a todo lo largo, consiguiendo así, que los aplanados sean más eficientes garantizando cero desperdicios.

### **1.12. Aplanados en muros y lecho inferior de losas.**

Utilizando la llana con un mortero de cuatro partes de arena y una de cemento, repelle la primera capa de cemento aun espesor de 1 cm. Como referencia rápida, 1 cm. de repello deja el alambre parcialmente al descubierto.

Cure con agua las siguientes 48 horas, para lograr sus obras a mayor velocidad, puede utilizar una lanzadora de mortero operada con un compresor de aire 7 HP. Esto aumenta su productividad de 25 m<sup>2</sup> de repello por jornada a 100 m<sup>2</sup> por jornada.

El recubrimiento de muros y superficie inferior de las losas se aplica manualmente o con lanzadores de mortero, utilizando mezcla de cemento, cal arena y agua en proporción de volumen 2:1: 9:1.5, que es equivalente a mezclar 2 botes de cemento (19 lt), 1 bote de cal, 9 botes de arena y 1.5 botes de agua.

Para obtener mayor resistencia recomendamos sustituir 3 botes de arena por granzón. En zonas costeras o en ambientes corrosivos se deberá de sustituir el cemento Portland por cemento Puzolanico.

La aplicación del mortero se realiza en dos capas, la primera debe alcanzar un espesor de 1 cm, (hasta cubrir la malla); la segunda se aplica una vez que ha secado la primera y hasta alcanzar un espesor de 2.5 cm.

Para obtener la mayor resistencia y evitar fisuras, es necesario mantener la superficie húmeda durante el periodo de curado, (especialmente durante las primeras 48 horas) y el uso de fibra sintética. Esta (micro fibra) se adiciona a razón de 100 gr por cada saco de cemento, o bien 600 gr por cada m<sup>3</sup>.



Para obtener el espesor uniforme de los muros, recomendamos auxiliarse de reglas metálicas de 1.5 cm colocadas verticalmente con una separación de 2.5 m entre ellas utilizándolas como maestras.

Para la fabricación de 1m <sup>3</sup> de mortero.				
Cemento	Cal	Arena	Granzón	Agua
186 kg.	47 kg.	0,43 m <sup>3</sup>	0,22 m <sup>3</sup>	143 lts.

Tabla No. 10. Volúmenes para fabricación de un m<sup>3</sup> de mortero.

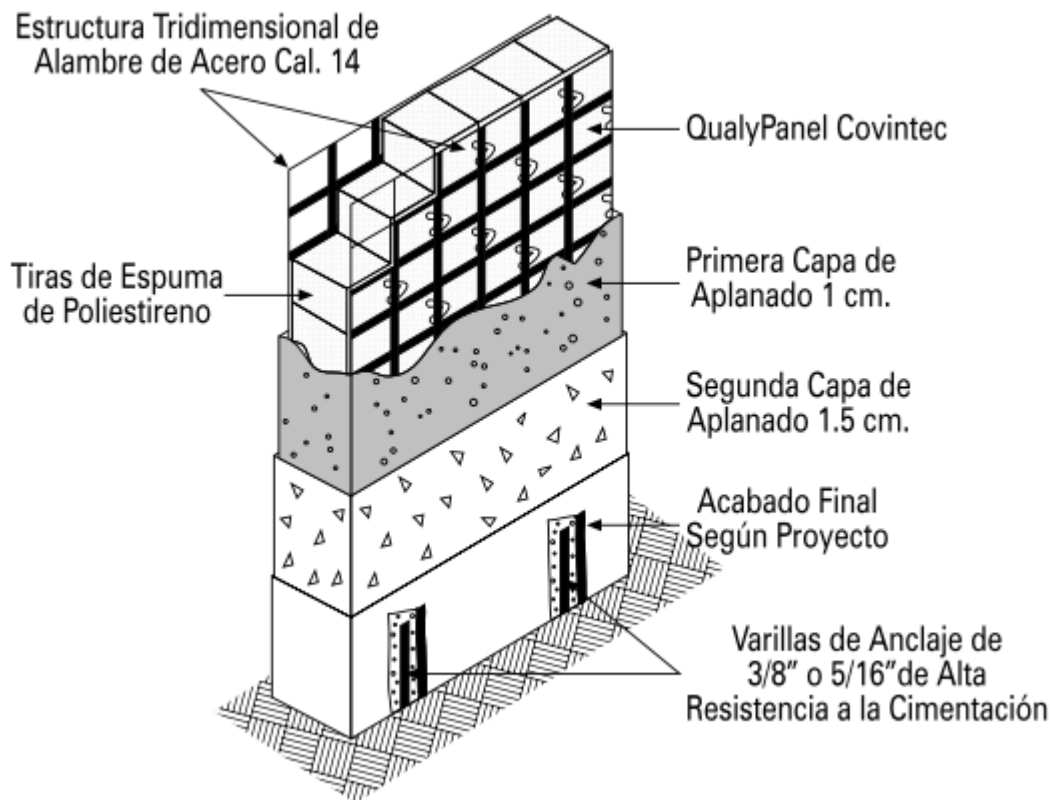


Figura No. 41. Muros sistema Covintec (Corte esquemático).

### 1.12.1. Repello final de paredes.

Una vez la primera capa de repello esté seca (mínimo 24 hrs.), proceda a terminar con la segunda capa de repello de 1 cm. adicional aplicándole el acabado deseado, su recubrimiento o capa de mortero.





### 1.12.2. Madrinas y contraflechas.

Las losas en azoteas y entrepisos se fabrican con qualylosas y se arman sobre madrinas de polines separados 90cm entre si dejando contraflechas.

Las madrinas se colocan en el sentido largo del tablero, siempre perpendiculares al sentido del zigzag de las qualylosas, pudiéndose remover 14 días después de haber colado, dejando solo puntales al centro del claro hasta los 30 días.

CONTRAFLECHAS PARA ENTREPISO Y AZOTEA							
Claro de losa.	m.	2,4	3,1	3,25	4,06	4,5	5,01
Libremente apoyada.	cm.	1,0	2,5	3,0	3,5	3,5	4,0
Continua o apoyada en cuatro extremos.	cm.	1,0	1,5	1,5	2,0	2,5	3,0
Capa de compresión entrepiso.	cm.	5,0	5,5	5,5	6,0	6,5	7,0
Capa de compresión azotea.	cm.	4,0	4,5	4,5	5,0	5,5	6,0

Tabla No. 11. Contraflechas según tipo de losa o entrepiso.

### 1.12.3. Armado de qualylosas covintec

Estas losas tienen el acero de refuerzo integrado cubriendo claros hasta de 5m, de una sola pieza, simplemente apoyada. El lado más largo de la qualylosa, que es en el sentido en el que corre el zigzag, debe orientarse al claro corto de la losa (perpendicular a las madrinas). Siempre con piezas completas y con el acero grueso hacia abajo.

Las qualylosas se unen entre sí con el "sistema auto ensamble". Para facilitar la aplicación de mortero por el lecho inferior de esta, se recomienda aplicar una primera capa de 3cm de espesor estando esta ya armada, un día antes del colado. Ya instaladas las qualylosas es recomendable caminar sobre tablas para protegerlas antes y durante el colado.

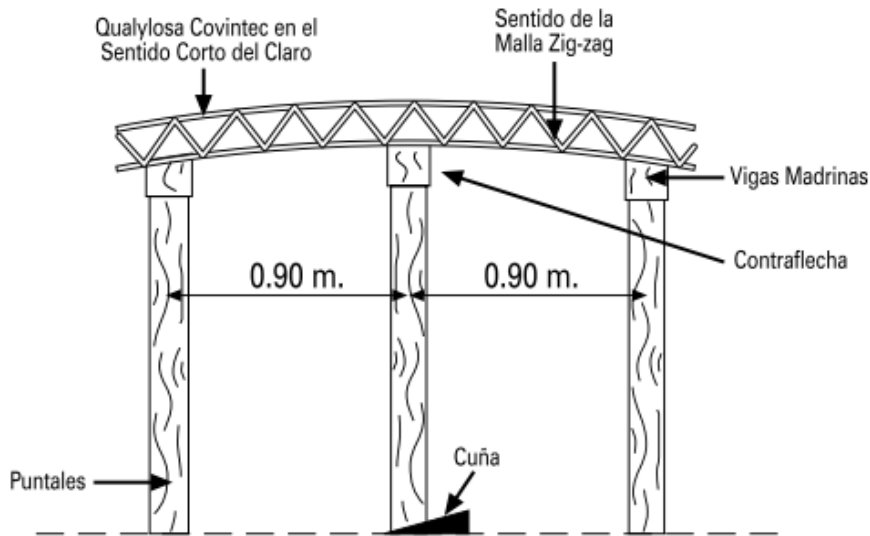


Figura No. 42. Madrinas y puntales (Corte longitudinal).

#### 1.12.4. Colado de concreto en qualylosas.

En construcciones de uso habitacional, la Qualylosa no requiere de acero de refuerzo adicional en claros de hasta 5 m.

Colocar una capa de compresión de concreto de espesor necesario según el claro, con un concreto de resistencia  $f'c=200\text{kg/cm}^2$ .

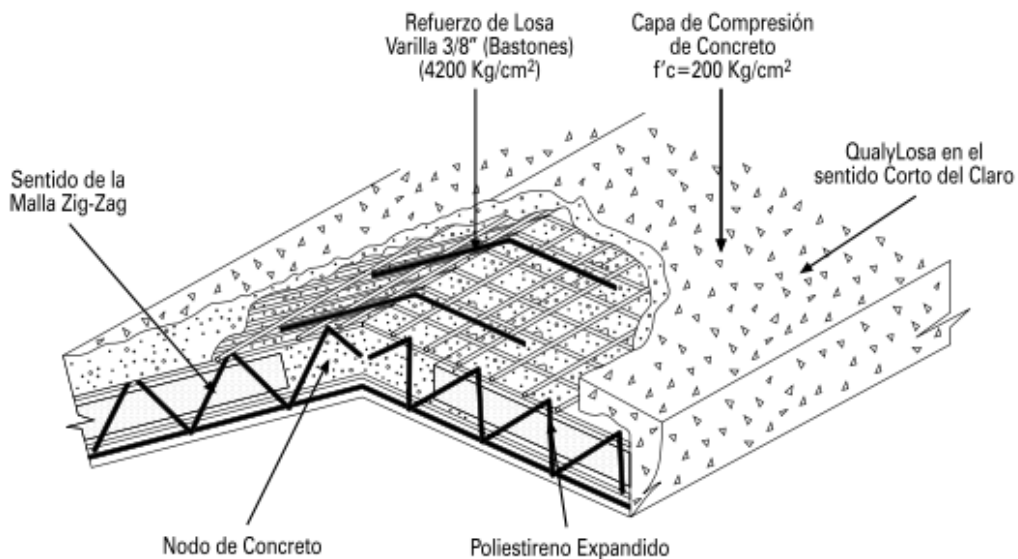


Figura No. 43. Capa de compresión.



Para la fabricación de 1m <sup>3</sup> de concreto			
Cemento	Arena	Grava	Agua
375 kg.	0,47 m <sup>3</sup>	0,65 m <sup>3</sup>	215 lt

Tabla No. 12. Volúmenes para fabricación de un m<sup>3</sup> de concreto.

Capa de compresión			
Qualylosa covintec, claro en m.	3,25	4,06	5,01
Capa de compresión en entrepiso.	5cm.	6cm.	7cm.
Capa de compresión en azotea.	5cm.	5cm.	6cm.

Tabla No. 13. Capas de compresión según los claros.

Una vez descimbrado y libre el lecho inferior de la losa, aplicar una segunda capa de mortero hasta alcanzar un espesor de 1.5 cm. El acabado final de la losa deberá de ser impermeabilizado con el método deseado.

Para obtener la mayor resistencia y evitar la aparición de fisuras, es indispensable mantener la superficie húmeda durante el periodo de curado (especialmente las primeras 48 horas).

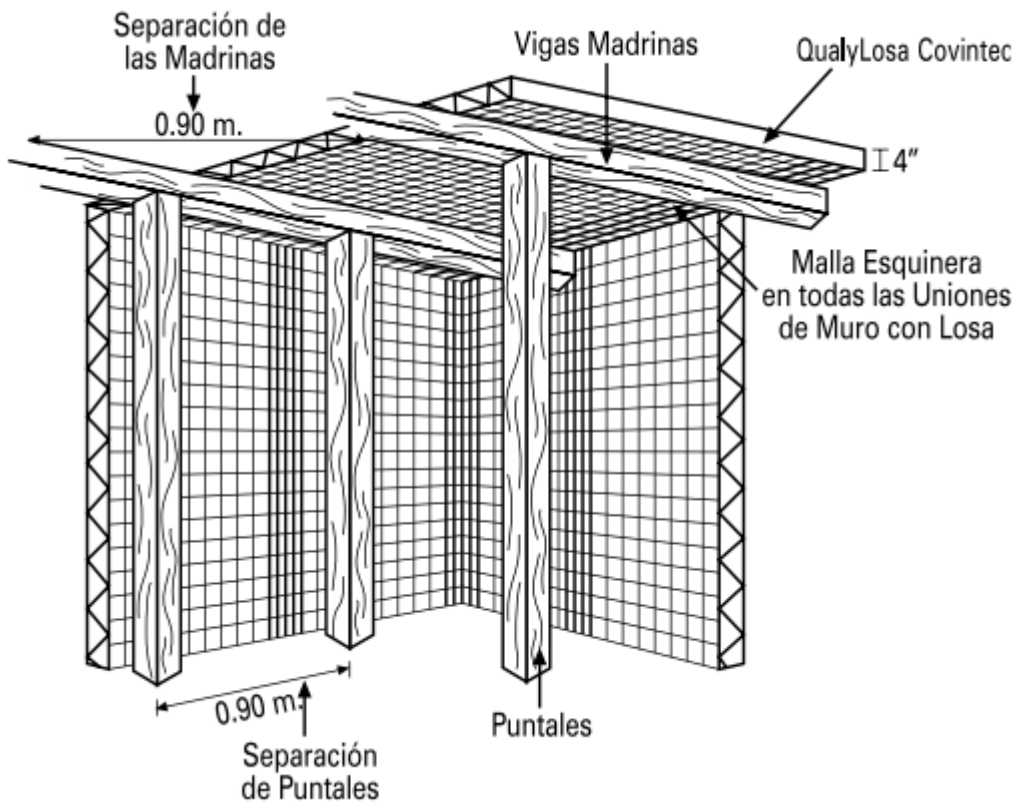


Figura No. 44. Maderas y puntales (Corte esquemático).

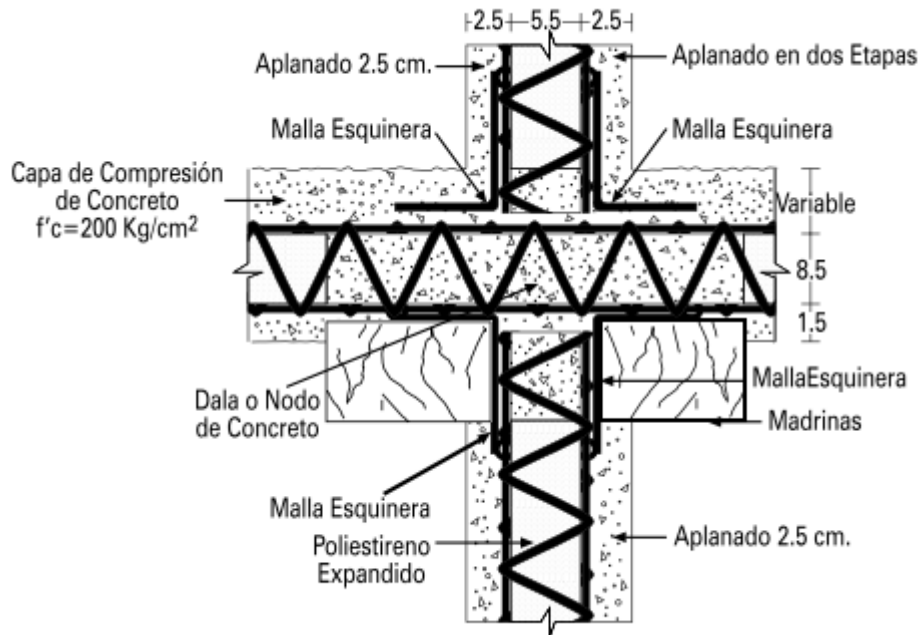


Figura No. 45. Unión de losa con muros (Planta baja y primer nivel).

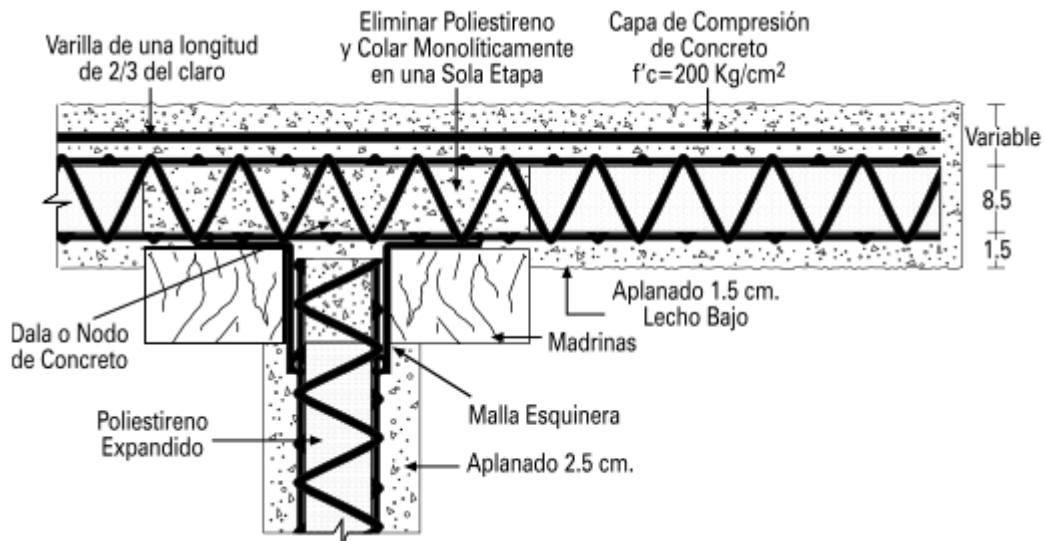


Figura No. 46. Losa en volado (Corte).

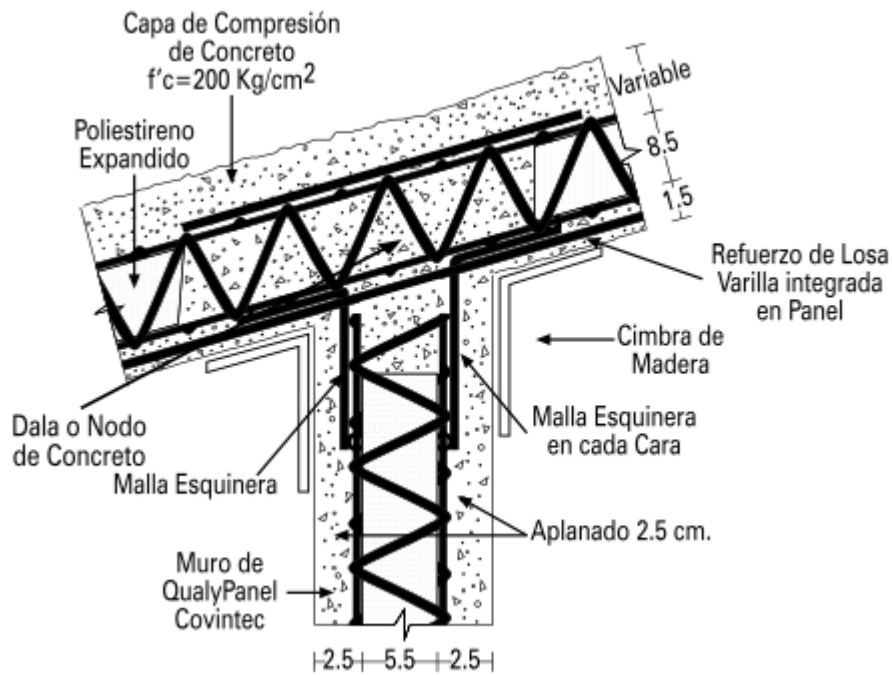


Figura No. 47. Unión entre muros y losa inclinada (Corte).

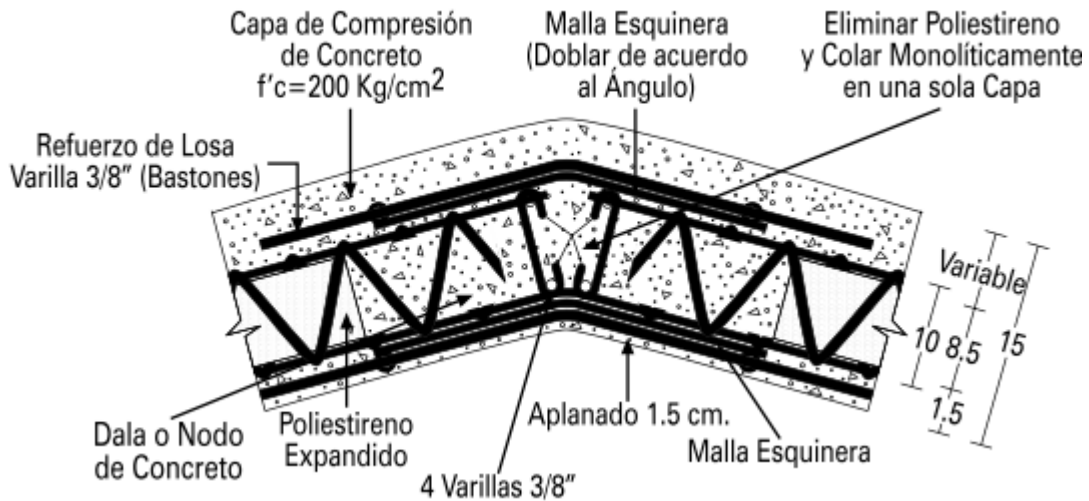


Figura No. 48. Unión de losa en dos aguas, trabe integrada (Corte).

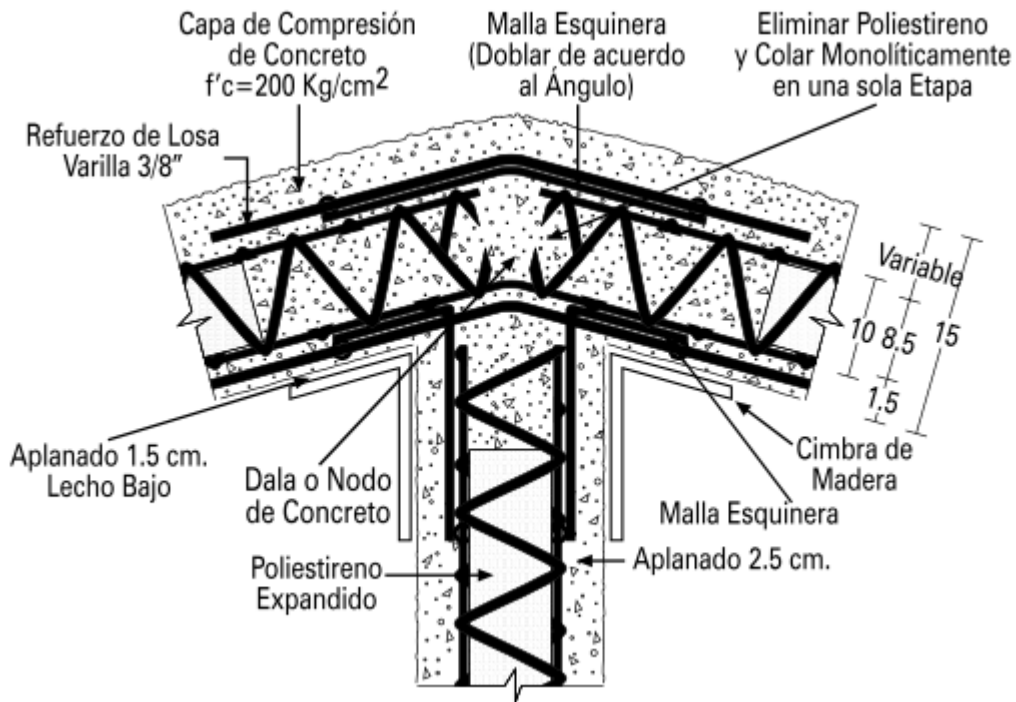


Figura No. 49. Unión de losa a dos aguas sobre muro de carga.

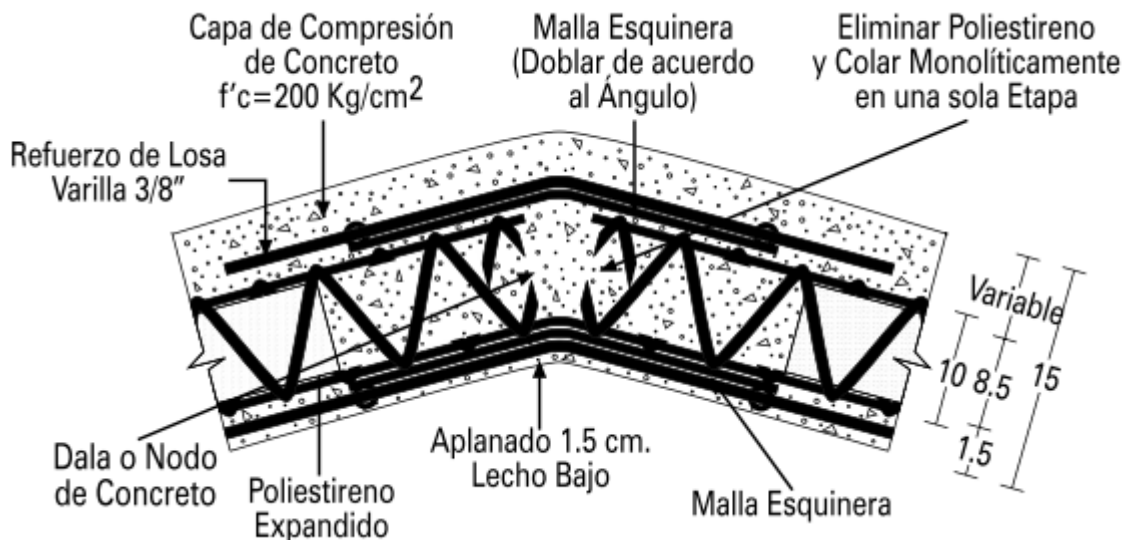


Figura No. 50. Unión de losa en dos aguas (Corte).



**1.12.5. Memoria Descriptiva Qualylosa.**

La Qualylosa COVINTEC está formada por una estructura de acero tridimensional que consta de una serie de armaduras triangulares de alambre de acero calibre No.12, paralelas entre sí a una distancia de 6.7 cm. Y electro soldadas a dos mallas; la superior con alambre de acero en calibre No.12 y el acero de refuerzo en tres diferentes calibres según el claro de la losa, cabe mencionar que el acero que se utiliza es de:

**Fy = 7,741 Kg / cm<sup>2</sup>** en la estructura tridimensional y  
**Fy = 6,000 Kg / cm<sup>2</sup>** en el acero de refuerzo.

**MEDIDAS DE LA Qualylosa COVINTEC.**

1.22 Mts. X 3.25 Mts. X 4"	DE PERALTE.
1.22 Mts. X 4.06 Mts. X 4"	
1.22 Mts. X 5.01 Mts. X 4"	

**Tabla No.14. Medidas de Qualylosa para diferentes claros.**



**Figura No. 51. Panel Covintec de 4".**



**Figura No. 52. Vista del tendido de poliducto para instalaciones eléctricas, sobre la losa.**



**Figura No. 53. Ensamble del panel Covintec para losa a dos aguas.**





**Figura No. 54. Colado de losa con panel Covintec.**

También se pueden solicitar en medidas especiales arriba de 100 piezas, adecuándose al proyecto Arquitectónico para evitar desperdicios en el corte. Las ventajas de usar Qualylosas COVINTEC son principalmente: su gran ligereza, gran capacidad de carga y facilidad en su proceso constructivo.

El uso de losas más ligeras, beneficia en ahorro de mano de obra por acarreo de menor peso para la preparación y al tener menor peso de materiales, permite secciones de traveses y columnas más económicas así como una cimentación menos reforzada.

Es importante mencionar que se obtiene un gran beneficio en tiempo, pues al subir menos peso para su instalación, este se reduce considerablemente. Además, de estas ventajas, en la Qualylosa covintec se dispone de mayor capacidad de carga, más de 600 Kgs/ m<sup>2</sup>.

La colocación de las Qualylosas covintec es muy fácil por su ligereza, es muy importante que se coloque con el acero de refuerzo (acero grueso) en la cara de abajo, para que trabaje a tensión y en la cara superior se colará la capa de concreto, que trabajara a compresión, el anclaje a las cadenas o traveses se realiza con escuadras de varilla de 3/8" a cada 60 cm.



Y se recomienda quemar el poliestireno a todo lo largo de las cadenas o trabes, para colar monólicamente la capa de compresión junto con las trabes o cadenas.

Es recomendable colar nervaduras rigidizadoras de concreto en sentido perpendicular a las armaduras triangulares de la Qualylosa covintec, quemando el poliestireno y aprovechando las madrinas de la cimbra. Esto permite menor vibración de la losa debido a la elasticidad del acero de la Estructura Tridimensional.

La cimbra que se utiliza, es a base de madrinas y puntales, a una separación de 0.90 mt. En el sentido perpendicular a las armaduras triangulares de la Qualylosa covintec.

Una vez que se tiene colocada la cimbra, se aplica una salpicada de mortero cemento-arena en el lecho inferior del panel (cara inferior de la Qualylosa) para evitar que se baje el poliestireno con el peso del Concreto en la capa superior y así el colado se podrá realizar al otro día.

Se puede retirar la cimbra después de diez días dejando un puntal en el centro de la losa, posteriormente se terminara de recubrir la cara inferior del panel con gran facilidad. En el caso de utilizar un acelerante de concreto, para un fraguado más rápido, se deberá seguir las instrucciones del fabricante, y poder descimbrar en menor tiempo.



**Figura No. 55. Malla plana de 8" Para unión de paneles en losas.**

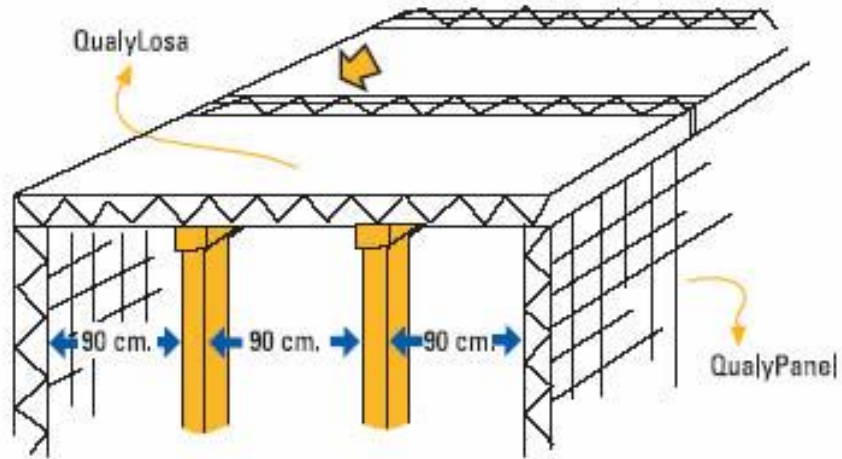


Figura No. 56. Apuntalamiento de panel Covintec para losas.



# II. GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA.

## 2.1. DESCRIPCIÓN.

El proyecto arquitectónico consta de lo siguiente:

En planta baja, el proyecto tiene la siguiente distribución arquitectónica: cocina, sala, comedor, medio baño y un patio de servicio. En primer piso se cuenta con dos recamaras, un vestíbulo y un baño. Finalmente el cubo de escaleras, que a la salida del mismo funcionará como un patio de recreación.

El terreno mantiene un nivel constante desde el fondo hasta el frente del mismo. En la planta de azotea se tiene una pendiente del 2%, y esta se encuentra estructurada a base de panel covintec de 3" la cual esta soportada por algunas traves de concreto armado y muros de carga de sistema covintec con un recubrimiento de mortero-cemento.

La planta de entrepiso al igual que la planta de azotea está estructurada a base de panel covintec. La estructuración de los muros se dispuso a base de panel covintec de 3", para muros de carga y 2" para muros divisorios.

La escalera se proyectó a base de rampas inclinadas de panel covintec y escalones formados por concreto simple.



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

---

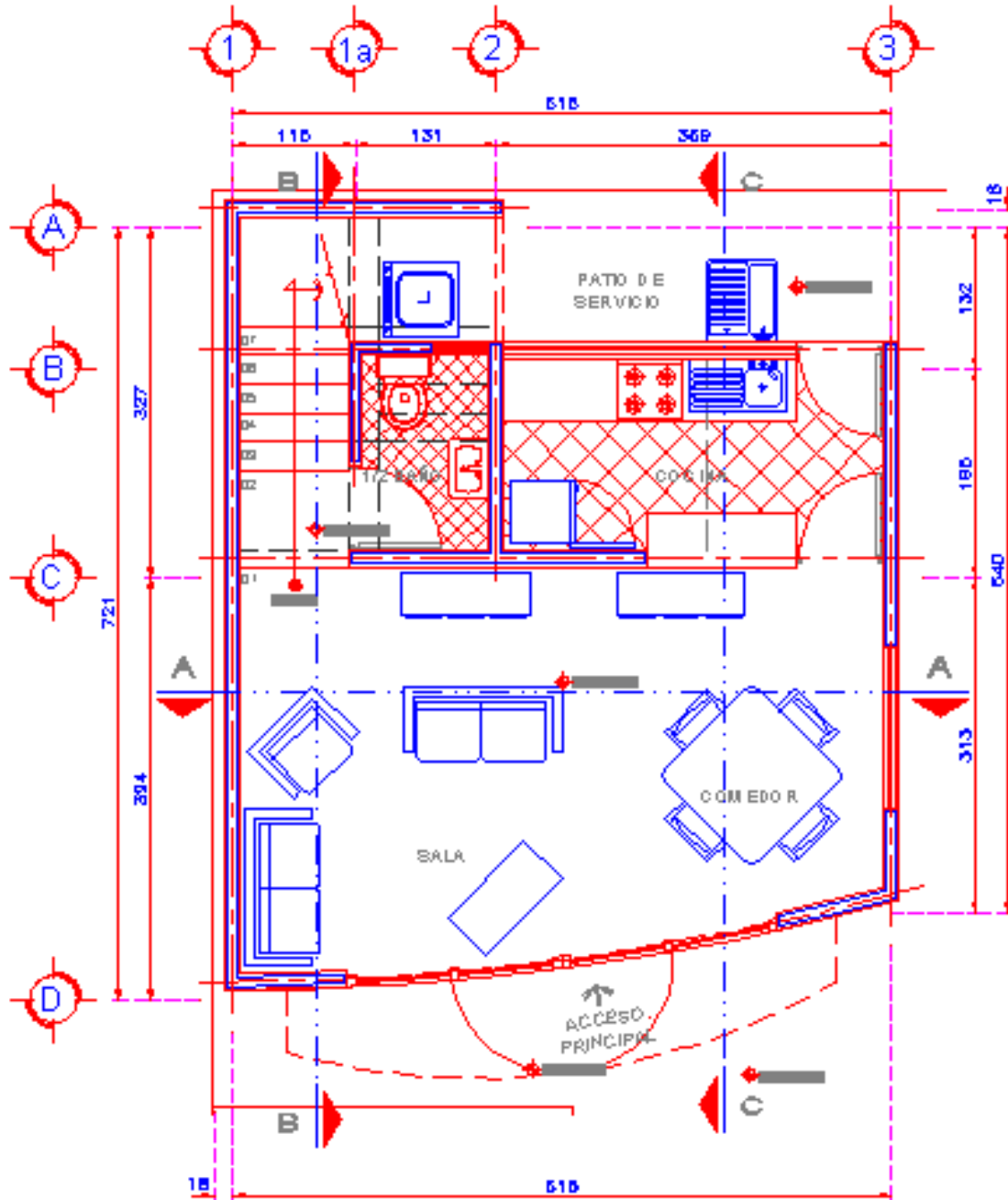
Los materiales de recubrimiento para los pisos fueron considerados de loseta de cerámica antiderrapante y en los baños de planta baja y primer nivel las paredes serán cubiertas por azulejo de cerámica.

La cimentación estará formada por una losa de cimentación con panel covintec y contratabe de concreto armado.

Los armados de dalas y castillos serán castillos prefabricados.

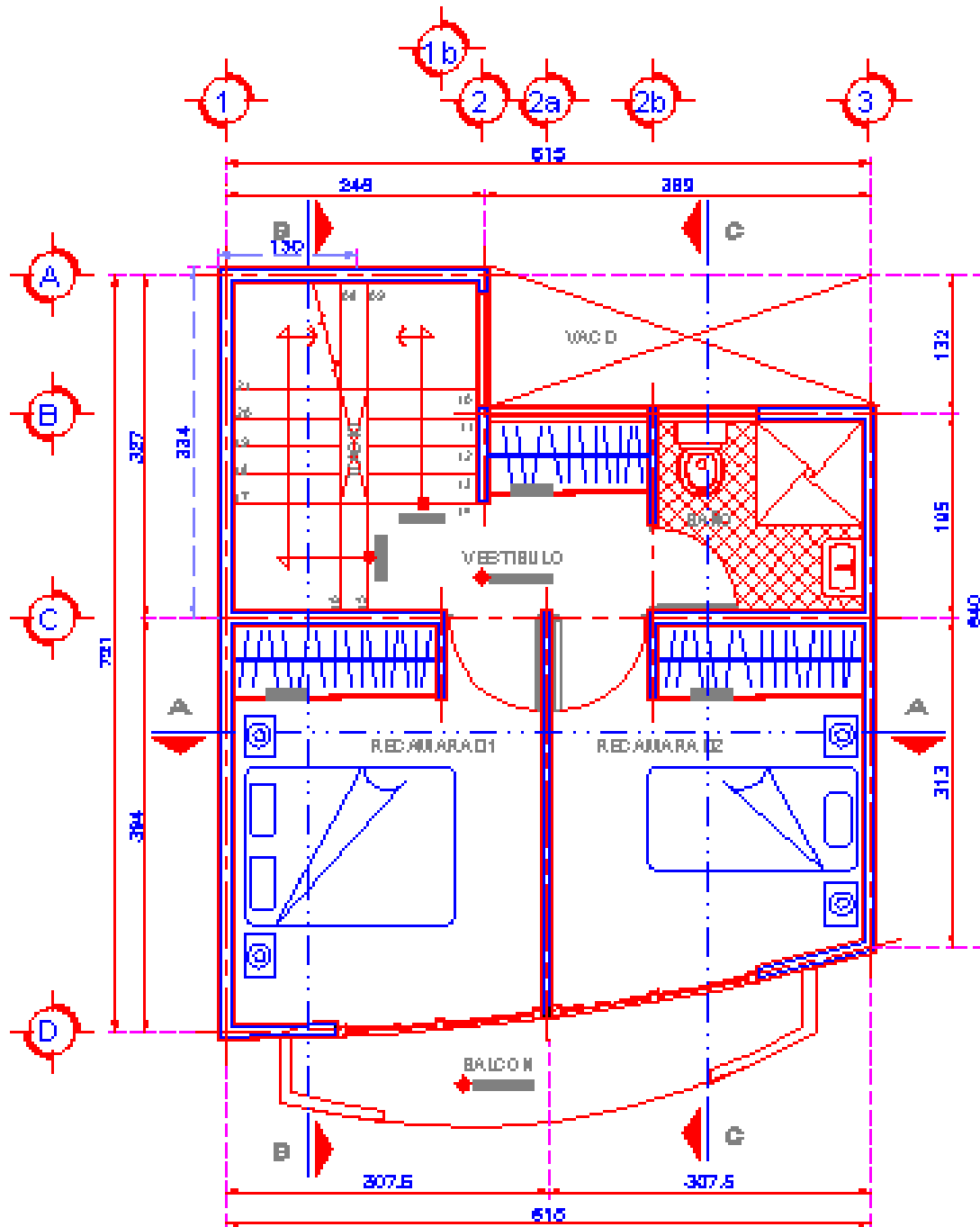


PROYECTO ARQUITECTONICO.



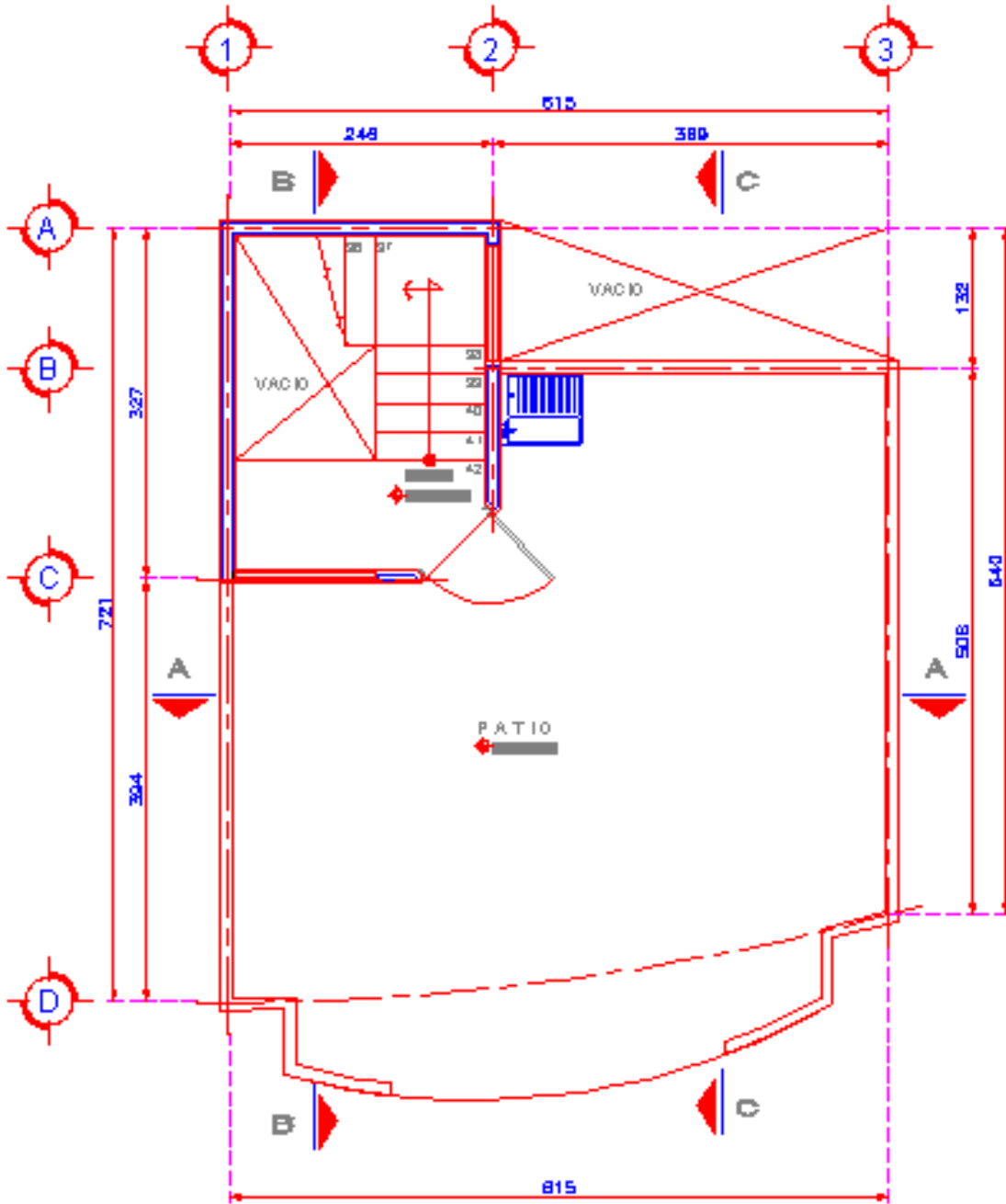
PLANTA BAJA

ESC. 1:50



PLANTA PRIMER NIVEL

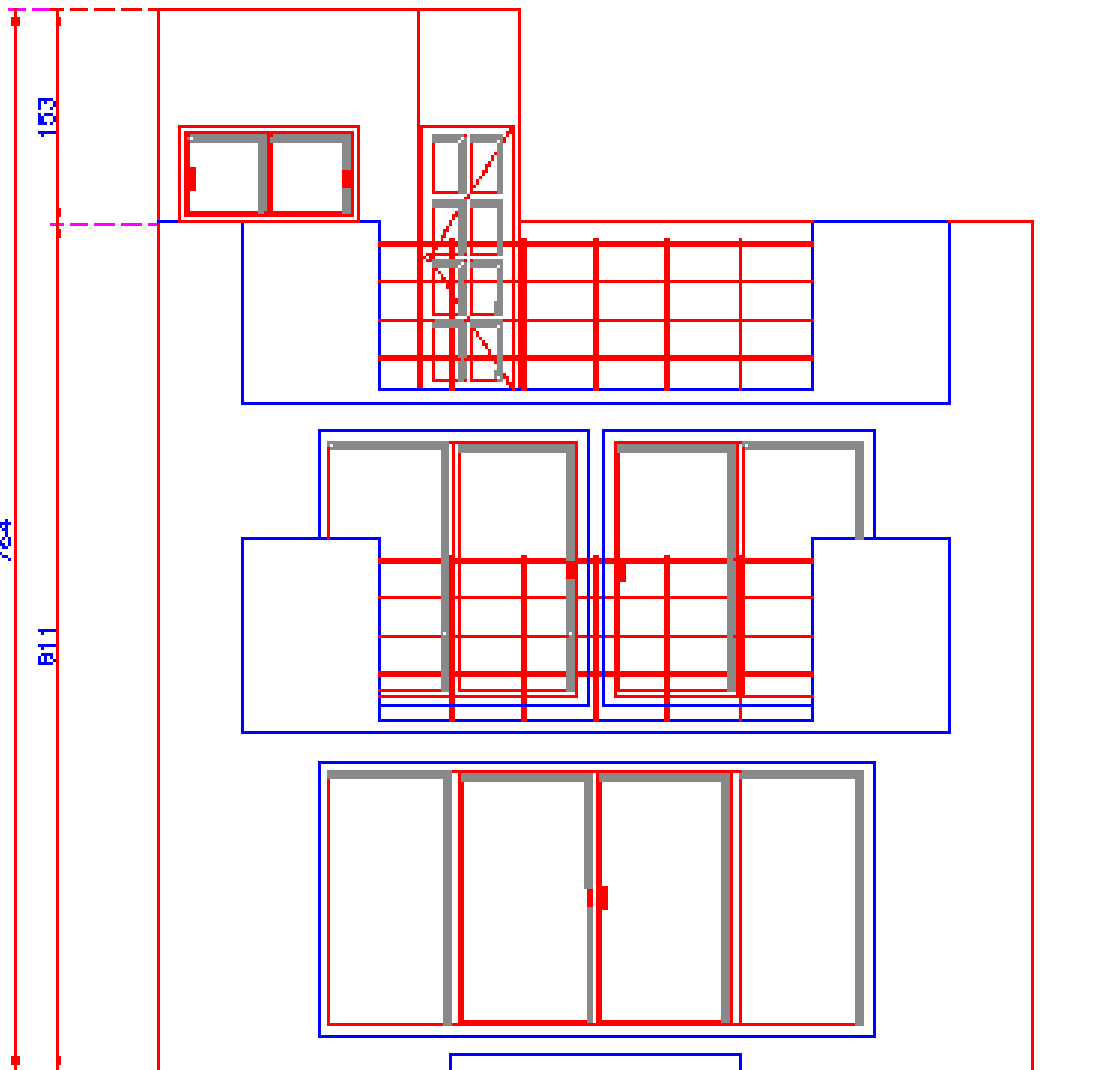
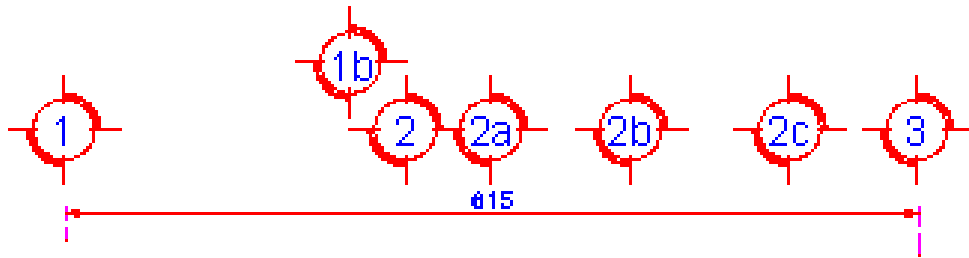
ESC. 1:50



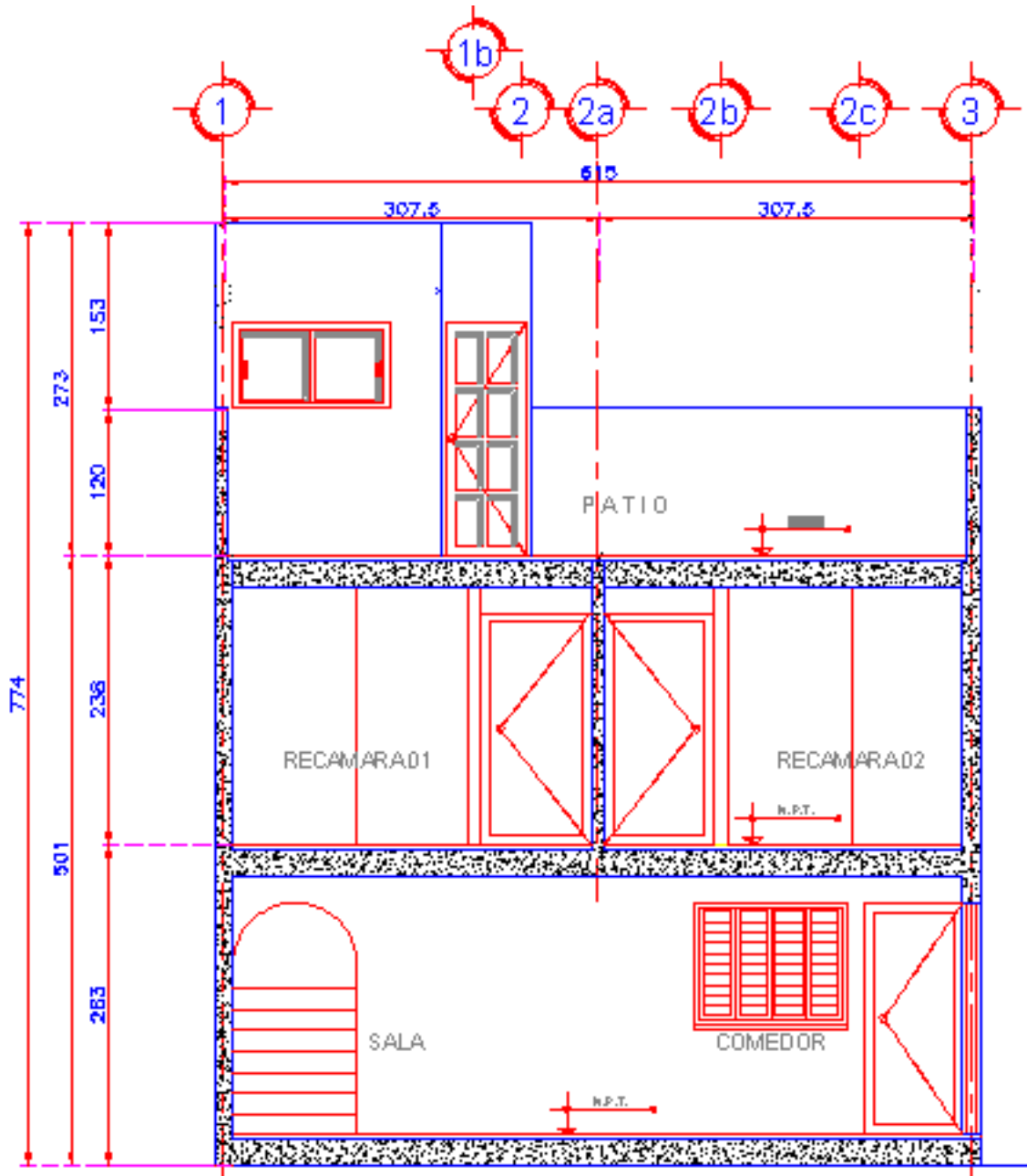
PLANTA PATIO

ESC. 1:50

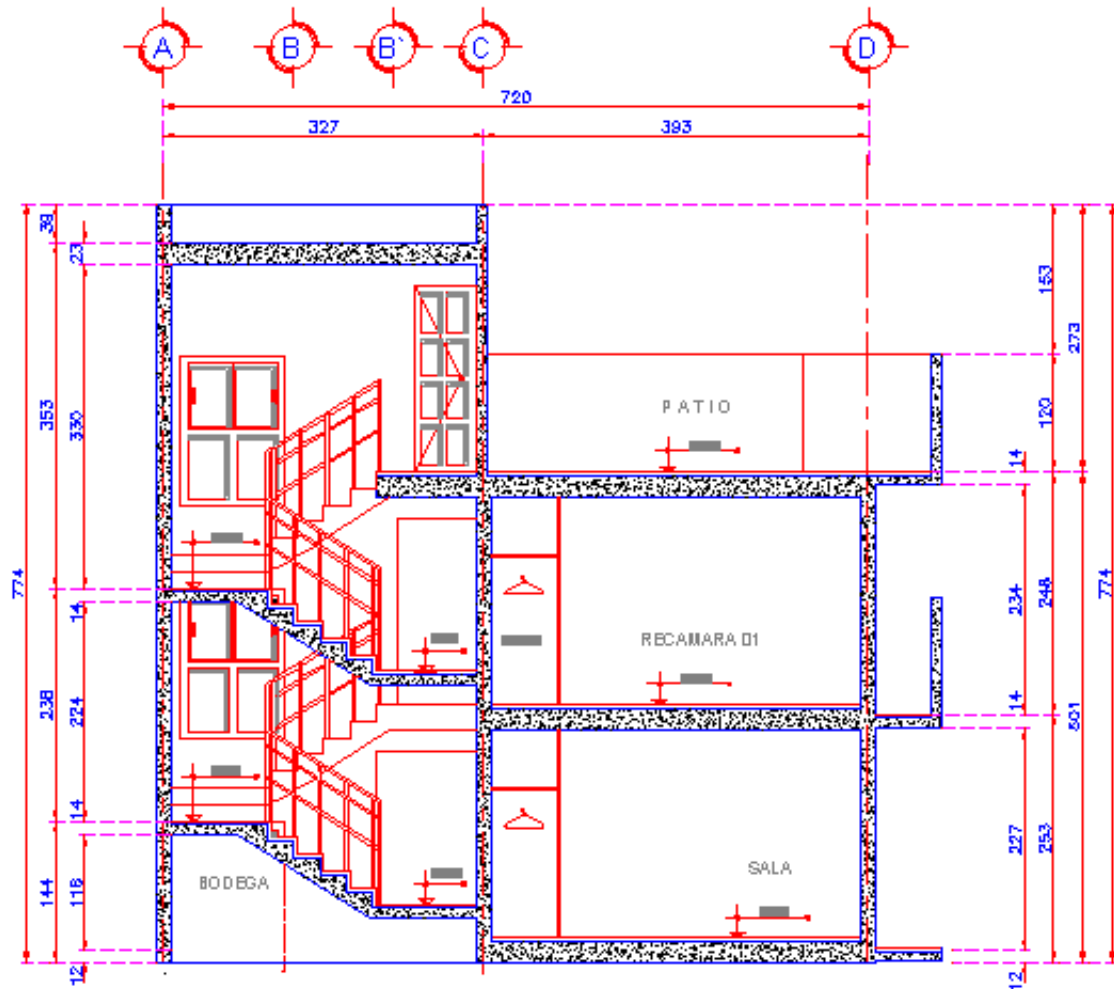




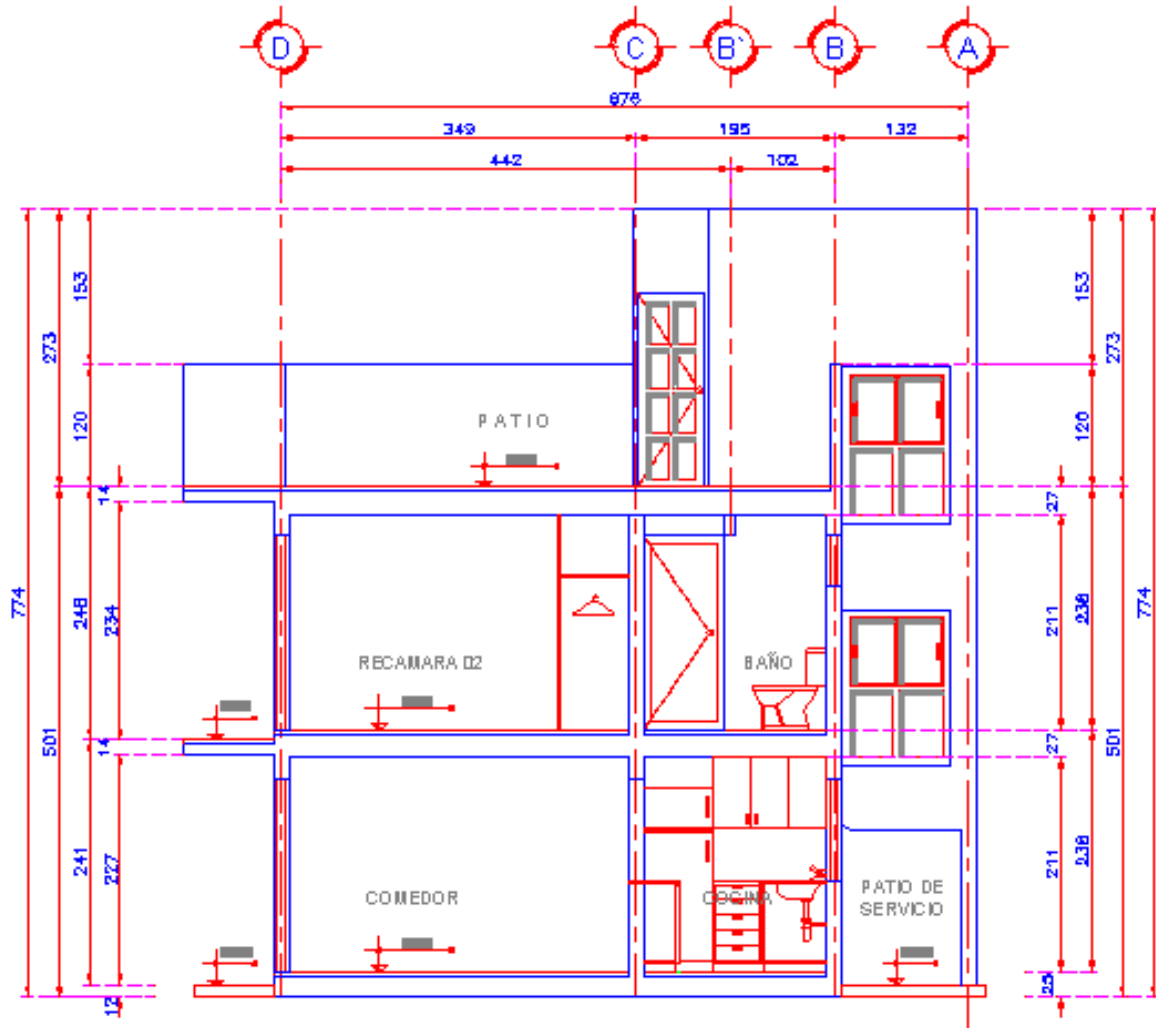
FACHADA PRINCIPAL  
ESC. 1:50



**CORTE A-A**  
ESC. 1:50



**CORTE B-B**  
ESC. 1:50



**CORTE C-C**  
ESC. 1:50



# III. SOLICITACIONES DE CARGA Y RECOMENDACIONES DE REFUERZO.

## 3.1. INTRODUCCIÓN.

El proyectista deberá hacer un examen cuidadoso del caso particular para determinar cuáles acciones deben tomarse en cuenta. Los valores y procedimientos específicos de cálculo se referirán principalmente a lo estipulado por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) 2004, y quizá en alguna ocasión las recomendaciones del capítulo de acciones del manual de la CFE.



Teniendo en cuenta lo anterior, entenderemos como carga muerta el conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan su posición fija en la construcción. Por lo tanto la carga muerta es la acción principal permanente.

La valuación de la carga muerta es en general sencilla, ya que solo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constructivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales (muros divisorios) y concentradas (equipos fijos).

Una fuente de diferencias en la carga muerta radica en la variación de los pesos volumétricos en los materiales, sea por el contenido de humedad, procedimiento de fabricación. Son en particular significativos cuando se trata de materiales de fabricación no industrializada o de materiales naturales como suelos.



**Pesos volumétricos de materiales constructivos. Valores de diseño según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) 2004**

MATERIALES	Peso volumétrico en t/m <sup>3</sup>	
	Mínimo	Máximo
<b>I.- Piedras naturales</b>		
Chilucas y canteras (secas)	1.75	2.45
Chilucas y canteras (saturadas)	2.00	2.50
Basaltos (piedra braza)	2.35	2.60
Granito	2.40	3.20
Mármol	2.55	2.60
Pizarras	2.30	2.80
Tepetate (seco)	0.75	1.60
Tepetate (saturado)	1.30	1.95
Tezontle (seco)	0.65	1.25
Tezontle (saturado)	1.15	1.55

<b>II.- Suelos</b>		
Arena de mina (seca)	1.40	1.75
Arena de mina (saturada)	4.85	2.10
Grava	1.40	1.60
Arcilla típica del valle de México	1.20	1.50
Cemento	1.50	1.60
Mortero	1.00	1.00

<b>III.- Piedras artificiales y concreto</b>		
Concretos simples y agregado normal	2.00	2.20
Concreto reforzado	2.20	2.40
Mortero, cal y arena	1.40	1.50
Mortero, cemento y arena	1.90	2.10
Yeso	1.10	1.50
Tabique de barro macizo recocido	1.30	1.50
Tabique de barro prensado	1.60	2.20
Bloque hueco de concreto (ligero)	0.90	1.30
Bloque hueco de concreto (intermedio)	1.30	1.70
Bloque hueco de concreto (pesado)	2.00	2.20



IV.- Varios		
Caoba (seco)	0.55	0.65
Caoba (saturado)	0.70	1.00
Cedro (seco)	0.40	0.55
Cedro (saturado)	0.50	0.70
Oyamel (seco)	0.30	0.40
Oyamel (saturado)	0.55	0.65
Pino (seco)	0.45	0.65
Pino (saturado)	0.80	1.00
Encino (seco)	0.80	0.90
Encino (saturado)	0.80	1.00
Vidrio plano	0.80	3.10

Azulejo	10	15
Mosaico de pasta	25	35
Mosaico de terrazo (20x20)	35	45
Mosaico de terrazo (30x30)	45	55
Mosaico de terrazo (40x40)	55	65
Loseta asfáltica o vinílica	5	10
Falso plafón de aplanado (incluye malla)	40	-
Mármol de 2.5cm espesor	52.50	-
Cancelería metálica para oficina	35.0	-
Tabla roca de 1.25 cm	8.50	-

**Tabla No. 15. Pesos volumétricos de diferentes materiales.**

Las cargas vivas son las debidas a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma, tales como muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño, por su carácter es peculiar del uso a que está destinada la construcción.

Las cargas de operación en las construcciones están formadas por la suma de diversos factores que tienen carácter muy variable en su distribución en el espacio y en el tiempo, así como en la forma en la que actúan sobre la estructura. Esta va desde un efecto estático prácticamente permanente hasta un efecto dinámico o de impacto. Por lo anterior un modelo de la carga viva que pretenda representar con precisión el efecto real de las acciones resulta muy complicado y se recupera para fines de diseño a modelos sumamente simplistas.

Estos modelos consisten usualmente en una carga uniformemente distribuida aplicada en forma estática, acompañada ocasionalmente por alguna carga concentrada.





Hay que tomar en cuenta que con la carga uniforme se pretende representar el efecto global de la carga viva real incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto.

Es de suma importancia tener en cuenta las dos características básicas de la carga viva: su variación temporal y su variación espacial.

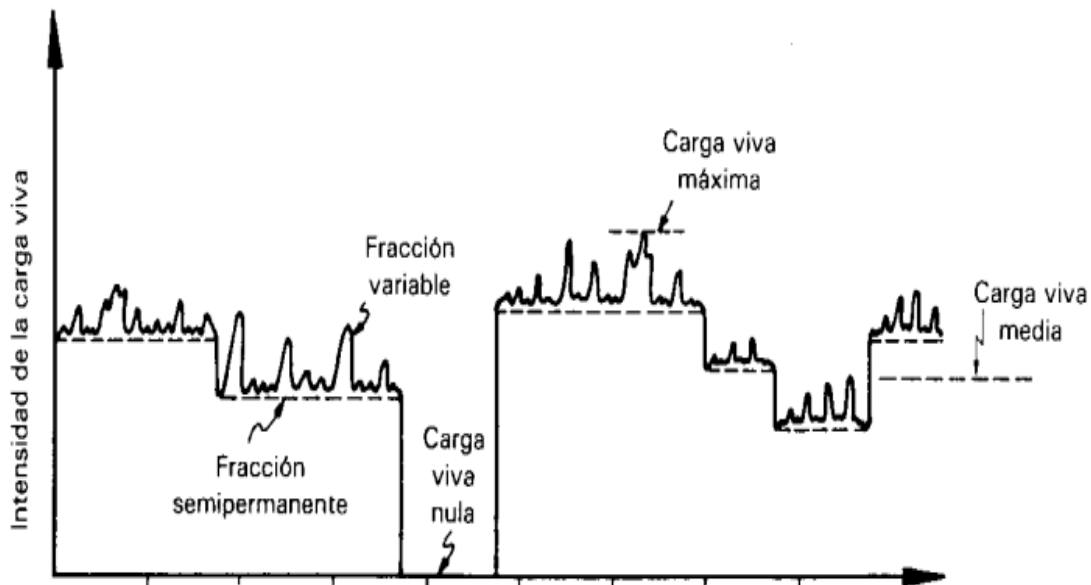


Figura No. 57. Variación de la carga viva con el tiempo, (temporal).

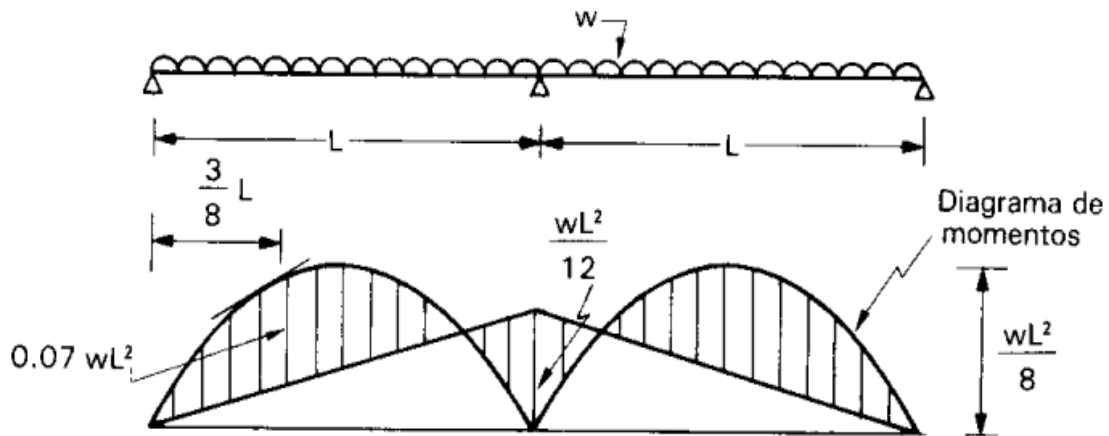
La magnitud de las cargas es distinta de acuerdo al tipo de construcción. Según las combinaciones de cargas que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga de la carga viva con respecto a su variación temporal. Para su superposición con las cargas permanentes interesa la carga viva máxima, o sea la máxima intensidad que esta puede adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura.

Para su superposición con una acción accidental, interesa la *carga viva instantánea*, o sea el valor que pueda adquirir en un instante cualquiera dentro de la vida de la estructura, esto en el instante en que ocurra una acción accidental.

Para fines de estimar efectos de largo plazo interesa la *carga viva media*; así, para calcular deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que reaccionan muy lentamente con el tiempo interesa el valor medio que la carga viva adquiere en un lapso del orden de años.

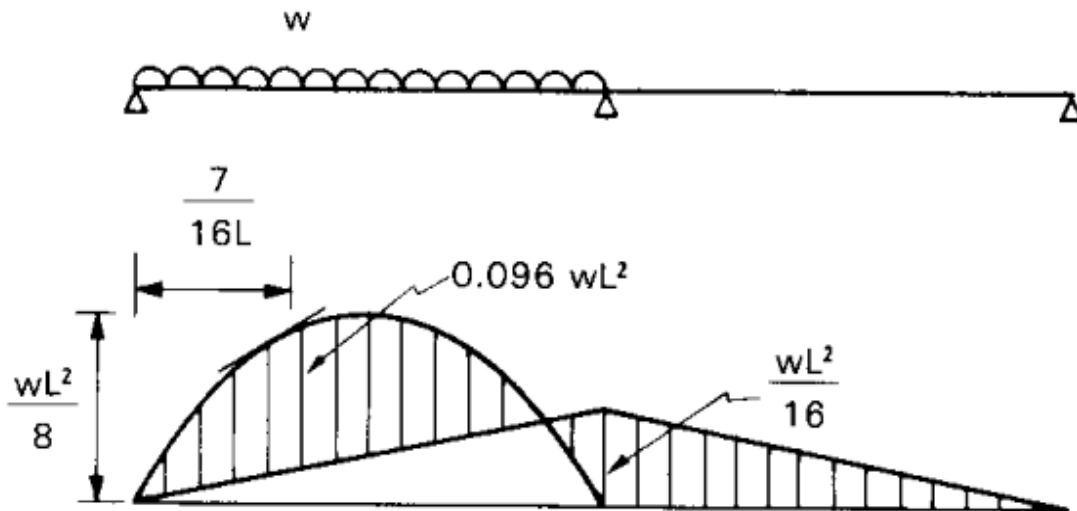


Finalmente para los casos en los que las *cargas gravitacionales* sean favorables a la estabilidad de la construcción como en problemas de volteo o flotación, interesa la carga viva mínima, o sea el menor valor que puede adquirir en la vida útil.



a) Carga uniforme en los dos claros

Figura No. 58. Cargas uniformes en los claros.



b) Carga uniforme en el claro izquierdo

Figura No. 59. Carga en un solo claro.

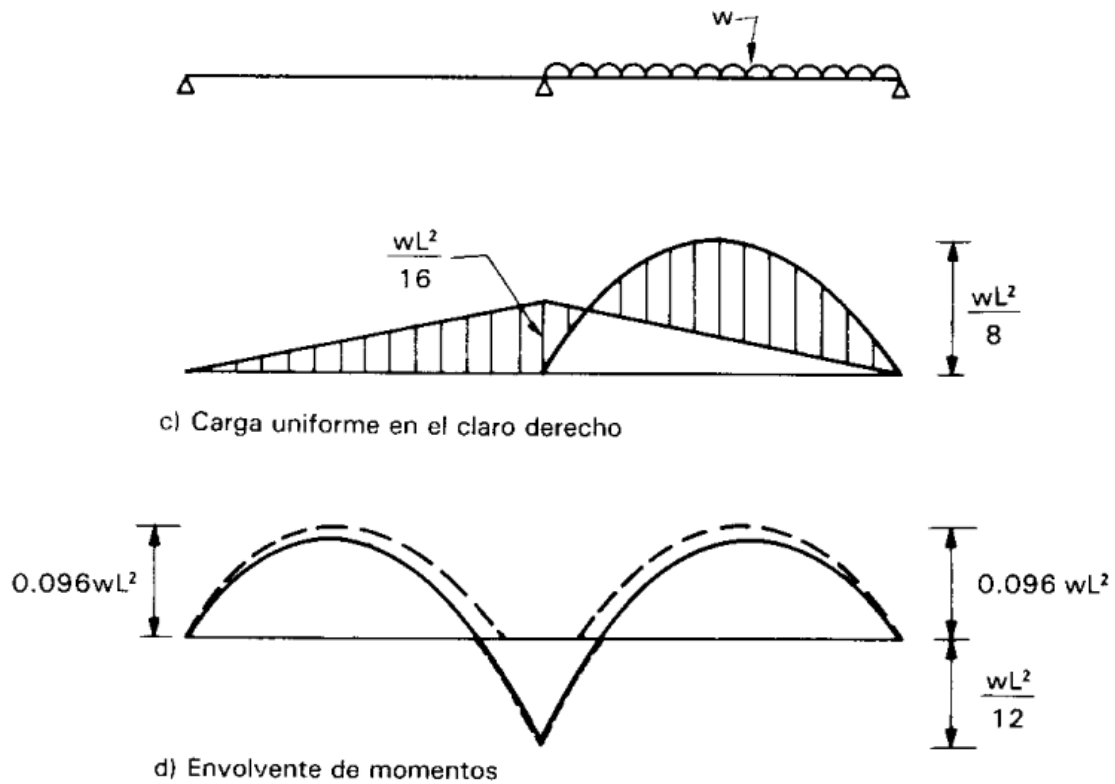


Figura No. 60. Diagramas de momentos en una viga continúa para diferentes posiciones de la carga uniforme.

La carga sobre una zona dada puede considerarse compuesta por un conjunto de cargas que actúan sobre un gran número de áreas elementales iguales, de magnitud "a". Teniendo como interés el efecto de la carga total o sea la fuerza interna "s" que produce dicha carga en una sección crítica cuya seguridad se está revisando. El objetivo será encontrar una carga uniformemente distribuida de diseño "w".

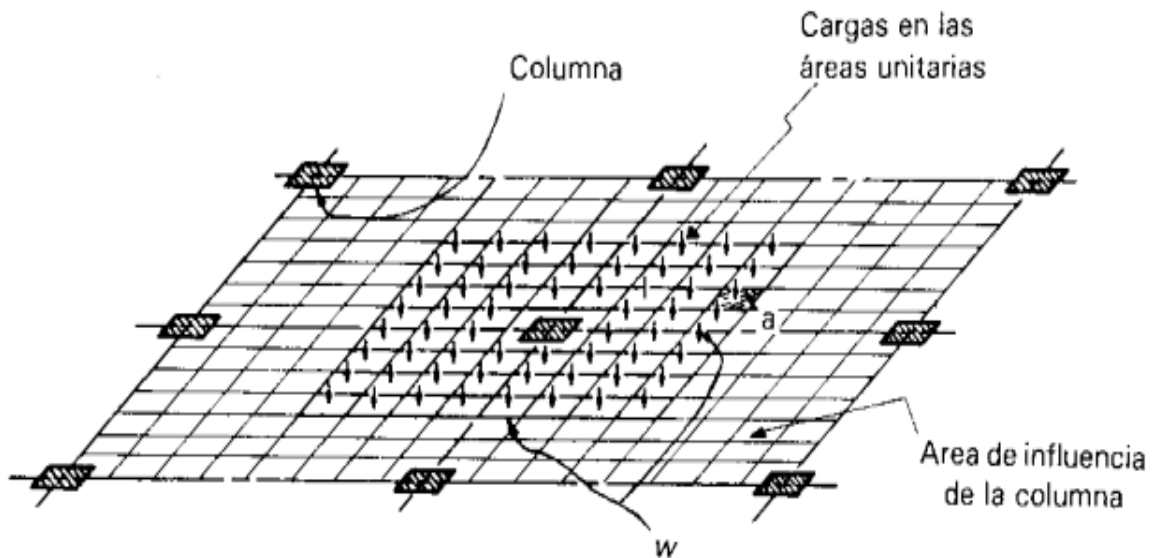


Figura No. 61. Distribución de la carga viva en el área de influencia de una columna.

### 3.2. EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS.

Los materiales que componen una estructura sufren cambios en sus dimensiones debido a acciones como las variaciones en la temperatura y en la humedad. Estos cambios volumétricos producen movimientos relativos entre diversos puntos de la estructura por lo que se inducen fuerzas internas si la estructura no tiene libertad para moverse.

Los efectos de temperatura son generales en todas las estructuras aunque unos materiales son más sensibles a ellas que otras. Los efectos de cambio de humedad son particularmente importantes en estructuras de concreto, por los problemas de contracción por fraguado, y en estructuras de madera.

### 3.3. CAMBIOS DE TEMPERATURA.

Los materiales se dilatan al elevarse su temperatura y se contraen cuando esta se reduce. Dentro de un amplio intervalo, la magnitud de las deformaciones es proporcional a la variación de la temperatura y el factor de proporcionalidad se denomina coeficiente de dilatación térmica, el cual se expresa como  $\alpha = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta T}$  o sea el coeficiente de dilatación  $\alpha$ , es igual al incremento,  $\Delta \epsilon$ , de deformación unitaria que sufren las fibras del material si están libres para deformarse, dividido entre el incremento de temperatura que causó dicho incremento de deformación, por lo tanto  $\alpha$  se expresa en unidades de  $^{\circ}\text{C}$ .



Coefficientes de dilatación por temperatura de algunos materiales de construcción.

MATERIALES	$\alpha, 1/C \times 10^{-6}$
Acero	12
Concreto	10*
Aluminio	24
Mampostería de barro	6
Mampostería de piedra	8
Madera	4 a 5
Cobre	17
Plásticos	70

Tabla No. 16. Pesos volumétricos.

\* Varía entre 8 y 14 dependiendo del tipo y de la cantidad de agregado grueso en la mezcla.

### 3.4. EFECTOS DE CONTRACCIÓN.

Algunos materiales cambian significativamente de volumen al ser sujetos a variaciones de humedad; entre estos figuran especialmente la madera, algunos tipos de mampostería y el concreto. En este último son muy importantes las contracciones que sufre al secarse durante el proceso de fraguado, dependiendo esto de la cantidad de agua en la mezcla, la forma de curado, la humedad del ambiente y la cantidad de refuerzo.

Los efectos de contracción son similares a los de los cambios de temperatura y pueden tratarse de la misma forma; las deformaciones de contracción deben sumarse a las de temperatura.

### 3.5. CONSIDERACIONES PARA DISEÑO.

Se tiene un criterio general de aplicación este es:

1. **Panel Covintec muros** de carga cuando las cargas son para dos o tres niveles;
2. **Qualy Panel Covintec** muros de carga cuando las cargas son para uno o dos niveles;
3. **EconoPanel Covintec** muros divisorios o tapón con cargas bajas;
4. **Qualylosa Covintec** losas de entrepiso y azotea hasta 5.00mts. de claro.



Sin embargo, para cada caso particular el diseñador podrá proponer diferentes arreglos según las necesidades, siempre y cuando se verifiquen los requisitos de seguridad y servicio de acuerdo a este manual, y la normativa aplicable. También se podrá agregar refuerzo convencional en los casos en que se requiera. Los elementos estructurales para este sistema se pueden diseñar y revisar con los procedimientos conocidos de la Ingeniería estructural y en particular con el contenido de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal o bien otras normas generales como al ACI-318.

Este manual contiene recomendaciones y ayudas de diseño específicas para el Sistema Covintec con el propósito de que el diseñador cuente con herramientas específicas aplicables a los casos más usuales, aclarando que en aplicaciones especiales se requerirán procedimientos más generales, es decir, no consigna todos los requisitos que se deben cumplir para todas las posibilidades; en casos de aplicaciones especiales el diseñador deberá recurrir a la normativa general.

### **3.6. TIPOS DE CARGAS EXISTENTES.**

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales y verticales no simultáneos del movimiento del terreno. En el caso de estructuras que no cumplan con las condiciones de regularidad, deben analizarse mediante modelos tridimensionales, como lo especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF.

#### **3.6.1. Carga viva.**

Las cargas vivas son cargas no permanentes producidas por materiales, objetos e inclusive gente en permanente movimiento. Cabinas y personas que entran y salen de una edificación pueden ser consideradas como carga vivas. Las cargas vivas son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas accidentales tales como viento, sismo, ni la carga muerta. Consta principalmente de cargas de ocupación en edificios, estas pueden estar aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión. Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura.



Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por ejemplo:

- 1.-Personal.
- 2.-Mobiliario.
- 3.-Empujes de cargas de almacenes.

Durante el proceso de la edificación deben considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse; estas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colados de plantas superiores que se apoyan en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último menor de 150 kg/m<sup>2</sup>. Se considerara, además, una concentración de 150 kg en el lugar más desfavorable.

Las cargas mínimas especificadas en los códigos se determinan estudiando la historia de sus efectos sobre estructuras existentes. Usualmente esas cargas incluyen un margen para tener una protección contra deflexiones excesivas o sobrecargas repentinas.

Se supone que los pisos de edificios están sometidos a cargas vivas uniformes, que dependen del propósito para el cual el edificio es diseñado. Estas cargas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales. Estos valores se determinaron con base en la historia de carga de varios edificios. Ellos incluyen márgenes contra la posibilidad de sobrecarga debido a cargas de construcción y requisitos de servicio. Además, de las cargas uniformes, algunos códigos especifican cargas vivas concentradas mínimas, causadas por carretillas, automóviles, etc. Por ejemplo, cargas vivas, tanto uniformes como concentradas deben considerarse en una losa de un estacionamiento para automóviles.

Las cargas vivas en las cubiertas son aquellas causadas por:

- a.** Materiales, equipos y trabajadores utilizados en el mantenimiento de la cubierta.
  
- b.** Durante la vida de la estructura las causadas por objetos móviles y por las personas que tengan acceso a ellas. Para simplificar los cálculos las cargas vivas son expresadas como cargas uniformes aplicadas sobre el área de la edificación.



### 3.6.2. Cargas muertas.

Son aquellas que se mantienen en constante magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura; generalmente la mayor parte de las cargas muertas es el peso propio de la estructura. Es que puede calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material. Para edificios, por lo general se toman como cargas muertas, rellenos, acabados de entrepisos y cielos rasos, y se deja un margen para tener en cuenta cargas suspendidas como conductos, aparatos y accesorios de iluminación, etc. Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura, entre otros:

1. Columnas.
2. Vigas.
3. Trabes.
4. Losas.
5. Muros.
6. Ventanas.
7. Plomería.
8. Instalaciones eléctricas y sanitarias.

Incluye el peso de todos los elementos estructurales basados en las dimensiones de diseño (peso propio) y el peso permanente de materiales o artículos, tales como: paredes y muros, cielos rasos, pisos, cubiertas, escaleras, equipos fijos y todas las cargas que no son causadas por la ocupación del edificio. Son cargas que tendrán invariablemente el mismo peso y localización durante el tiempo de vida útil de la estructura.

### 3.6.3. Cargas accidentales.

#### Viento

Son cargas dinámicas pero son aproximadas usando cargas estáticas equivalentes. La mayor parte de los edificios y puentes pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático y solo en casos especiales se requiere un análisis modal o dinámico.

La presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y debe ser calculada, principalmente, en las superficies expuestas de una estructura. Debido a la rugosidad de la tierra, la velocidad del viento es variable y presenta turbulencias.





Sin embargo, se asume que la edificación asume una posición deformada debido a una velocidad constante y que vibra a partir de esta posición debido a la turbulencia.

En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F. se establecen las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos. Los métodos de análisis y los requisitos para estructuras específicas se detallarán en las Normas.

El procedimiento analítico para evaluar los efectos producidos por la fuerza del viento involucra el análisis simple, si los efectos producidos por la fuerza del viento no son fundamentales en el diseño, o el análisis completo, si por el contrario, las fuerzas de viento en algún sentido resultan determinantes en el diseño.

Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. En las NTC-Viento del RCDF-2005, en la reimpresión del 2009 se especifica el cálculo de estas presiones de acuerdo a las características de la estructura. En general ni se especifican normas de diseño para el efecto de huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño contra estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros mejora notablemente su comportamiento.

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste reconvierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de incidencia del viento, de la forma y de la rigidez de la estructura y de la rugosidad de su superficie.

## **Sismo**

Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la estructura (amortiguamiento masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas. Son cargas dinámicas que también pueden ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes.

Los edificios pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático, pero también se puede utilizar un análisis modal o dinámico.



Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura.

Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno. En el pasado, esto se resolvió mediante una regionalización sísmica del territorio mexicano que consistía en cuatro zonas, y una clasificación en tres tipos de terreno. Se proporcionó una forma funcional del espectro de cinco parámetros consignados en una tabla en que se atendía la zona sísmica y el tipo de terreno.

El usuario determina la zona sísmica en una carta de seccionamiento sísmico de la República Mexicana. Cuando la determinación era errática, se recomendaba tomar los parámetros estipulados para la zona de mayor sismicidad. Se procedía con una clasificación del tipo de terreno en función de dos parámetros: el periodo dominante y la velocidad de propagación de ondas de corte en el sitio. Como resultado se tenían doce espectros de diseño regionales, que cubrían grandes sectores de la República y una gran variedad de condiciones del terreno. En particular, para terrenos tipo II y III se tomaban en cuenta, implícitamente, los efectos de amplificación dinámica y de no linealidad. Si se conocía el periodo del terreno se premian algunas modificaciones en los límites de la meseta espectral. Esta forma de proceder fue bien aceptada en la comunidad porque, a pesar de su simplicidad, fue un gran avance en la descripción de las variaciones de las intensidades sísmicas debidas a la cercanía del sitio a las fuentes sísmicas y al tipo de terreno.

## **INTRODUCCIÓN**

Para la concepción de los espectros estipulados en este Manual se formuló la siguiente filosofía:

- ❖ Los espectros de diseño varían en forma continua dentro del territorio mexicano.



- ❖ La construcción de los espectros de diseño se inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continúa con factores con que se toman en cuenta las condiciones del terreno.
- ❖ Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño que son óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del Grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua.
- ❖ Los espectros de diseño son transparentes, es decir, carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.
- ❖ Las ordenadas espectrales corresponden al 5% del amortiguamiento crítico estructural. Podrán modificarse cuando se justifique un valor de amortiguamiento diferente o se consideren efectos de interacción suelo-estructura.
- ❖ A periodo estructural largo, los espectros de desplazamiento que se derivan de los espectros de aceleración tienden correctamente a los desplazamientos máximos del terreno.
- ❖ Se suministran espectros de diseño para el estado límite de servicio que no están afectados por la no linealidad del suelo.
- ❖ Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+) (sólo para zonas de alta sismicidad).

### **3.7. PELIGRO SÍSMICO EN MÉXICO.**

En este Manual se describe un procedimiento basado en un enfoque probabilista para estimar el peligro sísmico en la República Mexicana. El peligro sísmico usualmente se interpreta como curvas que describen intensidades sísmicas excedidas en lapsos o periodos de retorno especificados. Por ejemplo, un escenario simplificado sería un mapa con la distribución de coeficientes sísmicos excedidos en un lapso de 100 años. Para zonas de alta sismicidad, se tendrían valores que parecerían razonables comparados con los valores adoptados en el diseño sísmico convencional para esas zonas del territorio mexicano. Para zonas de baja sismicidad, se tendrán valores significativamente pequeños, aún menores que aquellos relacionados con las fuerzas laterales que las estructuras podrían soportar tan sólo por el diseño ante carga vertical típico de zonas asísmicas.



Parece razonable que en zonas de baja sismicidad se incrementen estos coeficientes y, con ello, se provea de mayor seguridad a las estructuras mientras los costos así lo permitan.

Como resultado, se puede anticipar una colección de coeficientes sísmicos asociados a periodos de retorno que crecen cuando se va de las zonas de alta sismicidad a zonas de baja sismicidad.

Para realizar un ajuste racional de estos coeficientes se hizo uso de algunos criterios de diseño óptimo con restricciones impuestas por las condiciones de dos estados límites: colapso y servicio. En el cálculo del peligro sísmico se emplean leyes de atenuación que tienen distribución de probabilidades truncada al valor de la mediana más una desviación estándar.

Sin embargo, conviene señalar que con este enfoque los periodos de retorno crecen con respecto a los que se tendrían si se emplean leyes de atenuación con distribución sin truncamiento.

En efecto, adoptando distribuciones log normales completas (convencionales), el periodo de retorno  $T_r$  que se requiere para alcanzar una aceleración de 1.0 g en Acapulco (siendo g, la aceleración de la gravedad), para un periodo estructural  $T = 0.3$  s, es del orden de 200 años. En cambio, empleando distribuciones log normales truncadas se requiere de un periodo de retorno del orden de 500 años.

### **3.8. DISEÑO ÓPTIMO.**

Se obtuvieron valores óptimos de las mesetas de los espectros de diseño para el estado límite de colapso (pseudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) en sitios de terreno rocoso en zonas de alta sismicidad de la República Mexicana, para estructuras del Grupo B. Para sitios en la costa del Pacífico se obtuvieron mesetas espectrales del orden de 1.0 g y periodos de retorno de 500 años.

Para las zonas de baja sismicidad, se obtuvieron valores del orden de 0.1 g y periodos de retorno mayores que 10,000 años.

En la figura No.60 se ilustra un mapa con la distribución de los periodos de retorno asociados a los coeficientes óptimos. Las aceleraciones máximas en terreno rocoso, que corresponden a estos periodos de retorno, se ilustran en la figura No.61 con estas aceleraciones se introduce el peligro sísmico en los espectros de diseño, es decir, es el punto de inicio.



ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL TERRITORIO MEXICANO

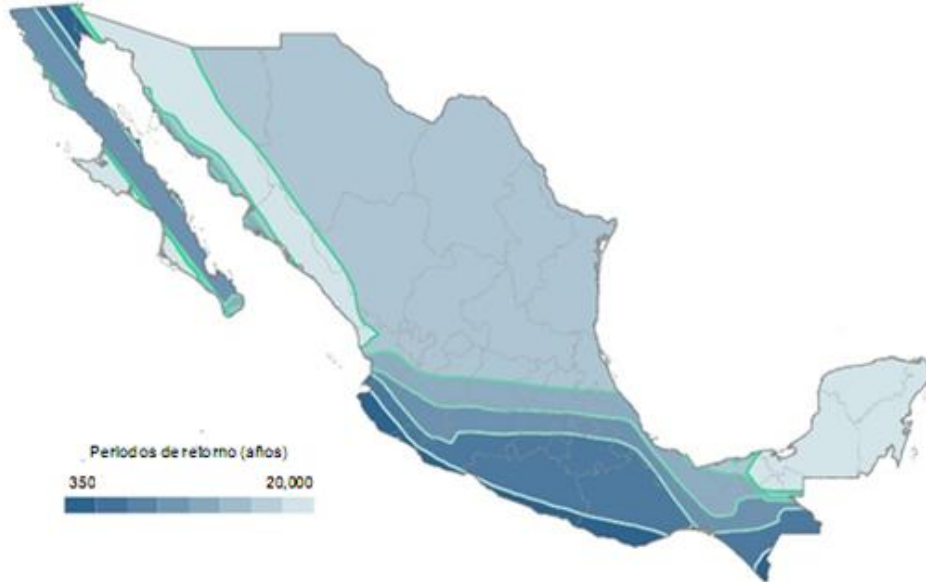


Figura No. 62. Mapa de periodos de retorno. No se han dibujado curvas para periodos mayores de 6,500 años.

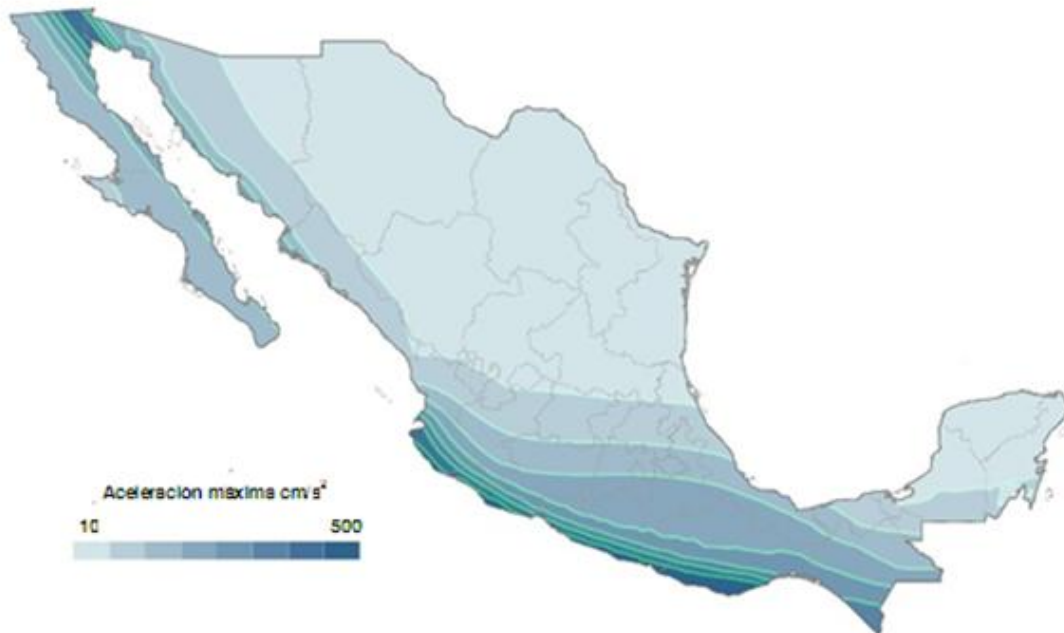


Figura No. 63. Aceleraciones máximas del terreno (roca) correspondientes a los periodos de retorno de la figura anterior.



### **3.9. Factor de Importancia estructural y estado límite de servicio.**

Se examinó el caso de las estructuras del grupo A. Se supuso que, para el estado límite de colapso, el factor de importancia (1.5) que prevé el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de 1993 (CDS-MDOC93) es óptimo para sitios en la costa del Pacífico.

Se encontró que, bajo esta hipótesis, un factor de aproximadamente 1.5 sería también óptimo para, prácticamente, toda la República Mexicana. Por lo tanto, para estructuras del grupo A, se recomienda multiplicar todas las ordenadas espectrales correspondientes al estado límite de colapso de estructuras del grupo B por el factor 1.5.

Mediante un análisis de optimación similar, se estudiaron los valores del coeficiente de diseño asociados al estado límite de servicio. Se concluye que, en términos generales, sería óptimo utilizar para este estado límite, un coeficiente sísmico que fuera el asociado al estado límite de colapso dividido por un factor de 5.5. Por lo tanto, para el estado límite de servicio se recomienda ajustar las ordenadas espectrales tomando en cuenta este factor de 5.5 y descontando los efectos de no linealidad del suelo que estarán presentes en los espectros de diseño de colapso. En efecto, los espectros de diseño de servicio deben estar exentos de estos efectos de no linealidad descritos más adelante.

Así mismo, para el estado límite de servicio no se tomará en cuenta la importancia estructural. Por lo tanto, para estructuras del Grupo A, habrá que descontar este factor en todas las ordenadas espectrales del estado límite de colapso. El estudio de peligro sísmico también permite señalar que, para las zonas de alta sismicidad, podrían explicarse, en forma realista, aceleraciones superiores a lo que se estarían permitiendo para estructuras del grupo A. Por ello, para estas zonas, se introdujo el grupo estructural de "gran importancia", denominado A+, y cuyo diseño estaría asociado a un periodo de retorno de 30,000 años. En zonas de baja sismicidad, el diseño de estructuras A+, se debe realizar con los espectros convencionales construidos para estructuras del grupo A.

En este Manual se incluye una aplicación de cómputo denominada PRODISIS con que podrá obtenerse el valor de la aceleración máxima del terreno en función de las coordenadas geográficas del sitio y de la importancia estructural, consignadas en los grupos B, A y A+. Esta aplicación suministra la aceleración correspondiente a la condición de terreno rocoso en  $\text{cm/s}^2$ . Con este valor se inicia la construcción de los espectros de diseño.



Usualmente, los espectros de diseño son adimensionales, suministrados como una fracción de la aceleración de la gravedad. Por ello, más adelante se introducirá un factor de normalización de 981 cm.

### 3.10. RESPUESTA DINÁMICA DEL TERRENO.

El movimiento del suelo en sitios de terreno blando es muy diferente del que ocurre debido a la amplificación dinámica que sufren las ondas sísmicas al propagarse a deformables. También las irregularidades topográficas y geológicas producen amplificación, atenuaciones en el movimiento del terreno. Para fines prácticos, sólo se tomarán en cuenta las amplificaciones producidas en depósitos de suelo con estratificación horizontal.

Para ello, se recurrirá a una aproximación que consiste en remplazar el perfil estratigráfico por un manto homogéneo equivalente de igual espesor caracterizado por su periodo dominante y su velocidad efectiva de propagación de ondas. La relación entre estos parámetros es la siguiente:

$$T_s = H_s / V_s$$

Donde:

$T_s$ : Es el periodo dominante del estrato equivalente (periodo del sitio)

$H_s$ : Es el espesor total del estrato del terreno.

$V_s$ : Es la velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato.

El depósito descansa en un semiespacio que representa la roca basal. Para fines prácticos, la profundidad de la roca basal se establece como aquella en que la velocidad de propagación de ondas del semiespacio,  $v_0$ , vale al menos 720 m/s. Esto obedece a que la amplificación dinámica originada exclusivamente por los depósitos profundos, con velocidades mayores que este valor, resulta generalmente despreciable.

A pesar de que los valores del peso volumétrico  $\gamma_s$  y amortiguamiento  $\zeta$  del suelo son necesarios en los estudios rigurosos de propagación de ondas en medios estratificados, no se tomarán en cuenta para caracterizar las amplificaciones dinámicas del terreno. En realidad se ha supuesto que los pesos volumétricos del suelo de cada estrato,  $\gamma_{s_i}$ , y la roca,  $\gamma_{s_r}$ , son iguales y que  $\zeta = 5\%$ . Aun con estas simplificaciones se tiene una razonable idealización de los depósitos que suelen encontrarse en la práctica.



### 3.10.1. Caracterización del sitio.

El periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio se podrán determinar con las técnicas aproximadas que se especifican en la sección 3.1.4.3. del RCDF. La exploración geotécnica deberá extenderse, al menos, hasta una profundidad de 10 m.

Si la velocidad efectiva es menor que 180 m/s, entonces la profundidad de la exploración deberá hacerse hasta encontrar una velocidad de propagación de ondas en el suelo igual o mayor que 720 m/s, o bien, realizarse hasta la profundidad de 45 m.

### 3.11. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

#### INTRODUCCIÓN.

La naturaleza del fenómeno sísmico implica que los temblores futuros se pueden describir sólo en términos probabilistas. En efecto, es imposible acotar, dentro de límites prácticos, la máxima intensidad sísmica que puede ocurrir en un sitio. En la elección del temblor de diseño debe considerarse, explícitamente, la probabilidad de que su intensidad se exceda cuando menos una vez durante la vida útil supuesta para la estructura. En consecuencia, si se supone que su resistencia es determinista e igual a la de diseño, la estructura tiene una probabilidad de falla que es igual a la probabilidad de que se exceda la intensidad de diseño.

Aun la recomendación más conservadora no suministraría una protección absoluta contra el temblor más intenso que pudiera ocurrir. Tampoco parece haber un límite superior dentro de un intervalo práctico.

Por consiguiente, los criterios de diseño sísmico se fundamentan en la admisión de la posibilidad de colapso de toda la estructura, por remoto que se considere el fenómeno. Ello conduce a que unas estructuras han de protegerse contra el colapso en mayor grado que otras, de acuerdo con su importancia.

Ante este panorama, las solicitaciones que se adopten para el diseño sísmico de una estructura deben ser función, tanto de las características probables de los temblores que puedan ocurrir en el sitio, como del grado de seguridad recomendable para la estructura, que es función creciente de la pérdida que implicaría su falla, pero función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.





Por otra parte, las solicitaciones de diseño también dependen del sistema estructural, de los elementos y materiales de la estructura y de los detalles de diseño y construcción, que determinan la forma de falla. Conviene considerar estos aspectos estructurales mediante dos conceptos: a) las características estructurales para soportar cargas sísmicas y b) la capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico a través del desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación. Esta forma de tomar en cuenta los aspectos estructurales lleva a caracterizar las estructuras en función de su estructuración, por un lado, y de su ductilidad, por otro.

Para el diseño sísmico racional de las construcciones debe tomarse en cuenta la protección que se les debe suministrar, su estructuración y su desempeño ante solicitaciones sísmicas. Estos conceptos se describen a continuación.

### **3.11.1. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO $Q$ .**

En la actualidad, la forma más adecuada de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico  $Q$ , que en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

Para las distintas estructuras comprendidas dentro de la clasificación por tipos considerada se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico.

En la sección de recomendaciones, elaborada para cada uno de los tipos de estructuración considerados en la tabla No. 17, se suministran los factores de comportamiento sísmico que se adoptarán en el diseño siguiendo las especificaciones que se indican a continuación.

### **3.11.2. CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN EL MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DE LA CFE.**

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica, las construcciones se clasifican, según su estructuración.



<b>TIPO 1</b>
Estructuras de edificios: Estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.
<b>TIPO 2</b>
Péndulos invertidos y apéndices. Péndulos invertidos o estructuras en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta.
Apéndices o elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura, tales como tanques, parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos, entre otros.
<b>TIPO 3</b>
Muros de retención. Estructuras que por su altura soportan grandes presiones debidas a rellenos que aumentan con la presencia del agua.
<b>TIPO 4</b>
Chimeneas, silos y similares. Chimeneas y silos, o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.
<b>TIPO 5</b>
Tanques, depósitos y similares. Tanques elevados y depósitos superficiales, o estructuras semejantes destinadas al almacenamiento de líquidos que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.
<b>TIPO 6</b>
Estructuras industriales. Estructuras fabriles en que se requieren grandes áreas libres de columnas y donde se permite casi siempre colocar columnas relativamente cercanas unas de las otras a lo largo de los ejes longitudinales, dejando entonces grandes claros libres entre esos ejes.
Estas estructuras están formadas en la mayoría de los casos por una sucesión de marcos rígidos trasversales, todos iguales o muy parecidos, ligados entre sí por los elementos de contraventeo que soportan los largueros para la cubierta y los recubrimientos de las paredes.



<b>TIPO 7</b>
Puentes. Estructuras destinadas a cubrir grandes claros. Las fuerzas laterales son soportadas principalmente por columnas trabajando en cantiliver.
<b>TIPO 8</b>
Tuberías. Estructuras destinadas al transporte de materiales líquidos o gaseosos, que cubren grandes distancias. La masa y la rigidez se distribuyen uniformemente a lo largo de estas estructuras.
<b>TIPO 9</b>
Presas. Son estructuras formadas por grandes masas de material, cuya estabilidad se proporciona fundamentalmente por su peso propio. Se destinan para contener una gran cantidad de agua, lo cual genera altas presiones hidrodinámicas.
<b>TIPO 10</b>
Aislamiento sísmico y disipación de energía. Son elementos estructurales que forman parte del sistema que soporta la carga gravitacional de cualquier tipo de estructura.
Estos elementos generalmente se diseñan para proporcionar protección sísmica en las estructuras a base de aislamiento y disipación de energía.
<b>TIPO 11</b>
Torres de telecomunicación. Es una estructura esbelta de soporte para equipos de telecomunicación. Estos sistemas generalmente están constituidos por estructuras de celosía y pueden ser autoportantes o constar con sistemas de arriostamiento.
<b>TIPO 12</b>
Túneles. Son estructuras subterráneas construidas para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo similar.
<b>TIPO 13</b>
Cimentación. La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que de una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Tabla No.17. Clasificación de las estructuras según su estructuración.



### **3.12. CONDICIONES DE REGULARIDAD.**

#### **3.12.1. Estructuras regulares.**

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer simultáneamente las siguientes condiciones:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.
5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura.

Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.

9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.



10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.

11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

### 3.12.2. Estructura irregular.

Una estructura es irregular si no cumple con una o más de las condiciones de regularidad descritas en la anterior sección.

### 3.12.3. Estructura fuertemente irregular.

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso excede en más de 20% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad.

2. La rigidez o resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.

3. No cumple simultáneamente con las condiciones 10 y 11 de regularidad descritas en la sección 3.12.1.

### 3.12.4. Corrección por irregularidad

El factor de reducción  $Q'$ , se multiplicara por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos 1 a 11 de la sección 3.12.1, por 0.8 cuando no se cumple con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones de la sección 3.12.3. En ningún caso el factor  $Q'$  se tomara menor que uno.

El factor  $Q'$  se calcula como sigue:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1)$$



T se tomara igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal;  $T_a$  es un periodo característico del espectro de diseño. Q es el factor de comportamiento sísmico.

### **3.13. ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS.**

Para el análisis sísmico de estructuras de edificios se puede recurrir a tres tipos de análisis:

- a) Método simplificado
- b) Análisis estático
- c) Análisis dinámico

#### **3.13.1. MÉTODO SIMPLIFICADO.**

El método simplificado solamente será aplicable al análisis de estructuras que cumplan simultáneamente los tres requisitos siguientes:

- 1.** En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de pisos suficientemente resistentes y rígidos al corte.  
Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las correspondientes normas técnicas complementarias vigentes para estructuras de mampostería, concreto, estructuras metálicas y madera. Para que la distribución de elementos resistentes pueda considerarse sensiblemente simétrica, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales, calculada estáticamente, no deberá exceder el 10% de la dimensión en planta del edificio, medida paralelamente a la excentricidad. Esta excentricidad se podrá estimar como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección del análisis.



❖ **Requisitos para Q=4**

Se utilizara si cumple los siguientes requisitos:

- a) La resistencia en todos los entrepisos se suministra exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos, o bien con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura (En la forma especificada en la sección 1.3.1 del RCDF), estos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales solo se tomara en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos, son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales, sin contribución de los muros de mampostería.
- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso, entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo a las mismas normas,

❖ **Requisitos para Q=3**

Se usara cuando se satisfacen las condiciones b, d o e, del párrafo anterior y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones a y c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además, satisfacer los requisitos que sobre el marcan las NTC correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos de ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil de acuerdo con las normas correspondientes.

❖ **Requisitos para Q=2**

Se utilizara cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provista de contraventeo con ductilidad normal.



También se usara cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que el sobre el particular marcan las normas, o cuando se trate de estructuras de madera con las características respectiva, o de alguna estructura de acero.

❖ **Requisitos para Q=1.5**

Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos descritos para los casos de secciones anteriores, o por marcos de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

❖ **Requisitos para Q=1**

Utilizada en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los ya mencionados en los párrafos anteriores a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes.

En todos los casos se usara para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir de las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

El área efectiva de los muros es el producto del área bruta de la sección transversal y el factor de área efectiva FAE, que para el estado límite de servicio o comportamiento elástico (Q = 1) estará dado por las siguientes ecuaciones:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 + \frac{h'n}{L} - 1.5\left[\frac{h'n}{L}\right]^2 \\ F_{AE} \\ 2.2 - 1.5\frac{h'n}{L} + 0.3\left[\frac{h'n}{L}\right]^2 \end{array} \right.$$





$$Si \left\{ \begin{array}{l} \frac{h'n}{L} \leq 1.0 \\ 1.0 < \frac{h'n}{L} \leq 2.5 \end{array} \right.$$

Y para el estado límite de prevención de colapso, FAE estará dado por la siguiente ecuación:

$$FAE = 0.6 + 0.6 \frac{h'n}{L} - 0.3 \left[ \frac{h'n}{L} \right]^2 + 0.05 \left[ \frac{h'n}{L} \right]^3$$

Si

$$\frac{h'n}{L} \leq 2.5$$

Donde

***h'n*** Es la altura del entrepiso *n*.

***L*** Es la longitud del muro.

Los muros referidos en este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. En este último caso estarán arriostrados con diagonales.

2. La relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, dicha planta se pueda suponer dividida en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y la indicada en el inciso 1 y cada tramo resista la fuerza cortante que le corresponda calculada como se indica al final de esta sección.

3. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excederá de 1.5 y la altura de la estructura no será mayor de 13 m.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes y momentos de volteo. Únicamente será necesario verificar que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en el piso, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia en sustitución del término  $c/Q'R_p$ . Estos se obtienen haciendo uso del programa PRODISIS si se trata de construcciones del grupo B.



Estos coeficientes se multiplicarán por 1.5 cuando se trate de construcciones del grupo A. La verificación se realizará en dos direcciones ortogonales. Para el uso del programa PRODISIS habrá que:

- a) Localizar el sitio de interés dentro del territorio mexicano.
- b) Suministrar el número de golpes promedio de la prueba de penetración estándar en una profundidad explorada de 10 m, o utilizar los valores recomendados en el manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo de la CFE.
- c) Determinar si se trata de una estructura con muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera.
- d) La altura del edificio en metros.

Que para nuestro caso estaremos basándonos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Coeficientes sísmicos para las edificaciones clasificadas en el grupo B que considera las zonas del DF.

Coeficientes sísmicos	
ZONA	C
I	0,16
II	0,32
III a	0,40
III b	0,45
III c	0,40
III d	0,30

**Tabla No.18. Coeficientes sísmicos.**

### **3.14. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.**

Toda estructura y cada una de sus partes deben diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.



### **3.14.1. ESTADOS LÍMITE.**

El estado límite de comportamiento en una construcción es cuando se presentan una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable, de acuerdo con el artículo No.148 del RCDF que habla de los estados límite de falla, haciendo referencia al peligro de inestabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

En el artículo No.149 haciendo mención del estado límite de servicio, incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción, tales como desplazamientos y vibraciones.

El estado de durabilidad está ligado estrictamente con la responsabilidad del propietario o poseedor de acuerdo a los cambios de uso de la edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

### **3.15. Resistencias de diseño.**

Se entenderá por resistencia la magnitud de la acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

En general la resistencia se expresará en términos de la fuerza o fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

#### **3.15.1. Determinación de resistencias de diseño.**

Podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las condiciones de diseño y los factores de carga.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.



La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que se puedan presentar en la práctica, pero tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá la resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensaye, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la administración, el cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga.

### **3.16. Condiciones de diseño.**

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones específicas y cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes.

También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, sin multiplicar por factores de carga.

Consideramos: Que para estados límite de resistencia se ocuparán los siguientes factores de carga y de reducción de la resistencia.

1. Factor de carga, para cargas verticales.
  - **1.4** Para estructuras del grupo B (vivienda, oficinas, etc.).
  - **1.5** Para estructuras de grupo A (escuelas por ejemplo).
  
2. Factor de carga para combinaciones de cargas verticales y horizontales por cargas accidentales.
  - **1.1** En todos los casos.
  
3. Factor de reducción (F)
  - Flexión **0.9**
  - Flexión y carga axial **0.6**
  - Compresión **0.6**
  - Cortante **0.8**



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

---

Se podrá especificar más adelante un factor de reducción diferente en algunos casos especiales. Para estados límite de servicio se establecen los límites de las deflexiones siguientes:

**L/240+0.5cm** Cuando no hay elementos no estructurales que se puedan dañar.

**L/480+0.3cm** Cuando existan elementos no estructurales que se puedan dañar.



# IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL CON PANEL COVINTEC.

## 4.1 INTRODUCCION.

El análisis constituye la etapa más "científica" del proceso de diseño, aquella en que se emplean métodos de la mecánica estructural que implican el uso de herramientas matemáticas frecuentemente muy refinadas. El análisis estructural ha tenido una evolución que por medio de procedimientos iterativos se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración.

Con estos procedimientos se puede analizar prácticamente cualquier tipo de estructura, por más compleja que esta sea, recurriendo al empleo de programas de cómputo en menores tiempos.



En estructuras hiperestáticas, como son la gran mayoría, es necesario conocer como las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos estructurales para determinar las rigideces que intervienen en la definición del modelo analítico.

Una estructura está formada generalmente por un arreglo de elementos básicos, este debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por las del funcionamiento de la construcción.

Las características estructurales más importantes de un sistema son su resistencia, rigidez y ductilidad. El sistema debe poder resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que puede estar sometida la estructura y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que las cargas pueden actuar, tanto verticales como horizontales. Conviene que posea ductilidad, en el sentido de que no baste que se alcance un estado límite de resistencia en una sola sección para ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que esta posea capacidad de deformarse sosteniendo su carga máxima y de preferencia, posea una reserva de capacidad antes del colapso.

A este respecto hay que recalcar las ventajas de la hiperestaticidad del sistema. Mientras mayor es el grado de hiperestaticidad, mayor es el número de secciones individuales que tienen que llegar a su máxima capacidad antes de que se forme un mecanismo; esto siempre que los modos de falla que se presenten sean dúctiles y que las secciones tengan suficiente capacidad de rotación.

Hay dos sistemas principales, en serie que está formado por elementos conectados de manera que las cargas se transmiten sucesivamente de uno a otro y basta la falla de un solo elemento para producir el colapso del sistema.

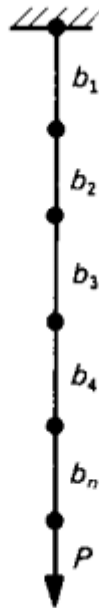


Figura No. 64. Esquema de un sistema en serie.

En segundo lugar considérese un sistema en paralelo, o sea que está formado por elementos conectados de manera que la capacidad del sistema es la suma de las resistencias individuales.

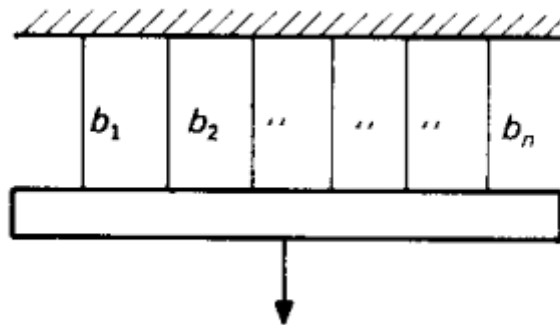


Figura No. 65. Esquema de un sistema en paralelo.

Si el modo de falla de cada elemento es frágil, cuando se alcanza la resistencia del elemento más débil este pierde totalmente su capacidad de carga y, a menos que los elementos restantes sean capaces de soportar entre todos la carga que antes tomaba el elemento que falló, el sistema llega al colapso.





Cuando el número de elementos no es muy grande la carga que se distribuye a cada elemento es elevada y la probabilidad de falla de otro elemento es cercana a uno, por lo tanto, la falla del sistema es inherente.

Si la falla de los elementos es dúctil, cuando uno de ellos llega a su resistencia, no falla bruscamente sino que mantiene la misma capacidad de carga y de allí en adelante el resto de los elementos debe repartirse cualquier carga adicional. De esta manera, la capacidad de carga del sistema es la suma de la resistencia de los elementos individuales y la falla se presenta cuando todos los elementos han llegado a su máxima capacidad de carga.

#### **4.2. SISTEMAS DE PISO.**

En la mayoría de las construcciones, y principalmente en los edificios, pueden identificarse dos subsistemas estructurales acerca de los cuales pueden tomarse algunas decisiones independientes, relativas a la solución más conveniente, antes de proceder al análisis de la estructura completa. Estos subsistemas son el *horizontal o de los sistemas de piso*, y el *vertical, o de los elementos de soporte*. A pesar de esta subdivisión, es importante tener en mente que el sistema estructural de la construcción es una sola unidad y que la interacción entre los diversos subsistemas no es en general despreciable.

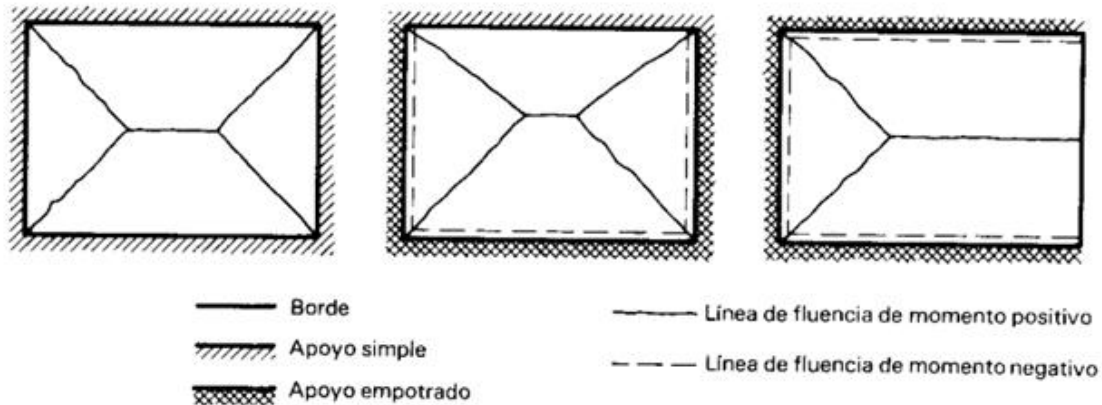
La función estructural de un sistema de piso es transmitir las cargas verticales hacia los apoyos que a su vez las bajan hasta la cimentación. Es casi siempre necesario que cumpla además la función de conectar los elementos verticales y distribuir entre ellos las cargas horizontales, para lo cual debe formar un diafragma con alta rigidez en su plano.

Por ser los de piso sistemas planos, las cargas verticales introducen momentos flexionantes importantes, lo que hace críticos los problemas de flechas y vibraciones; de manera que el espesor y las características que definen la rigidez del sistema de piso están regidos generalmente por el cumplimiento del estado límite de servicio.

En la etapa de estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, el sistema estructural principal, el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más importantes. El objetivo debe ser el de adoptar la solución óptima entre un conjunto de posibles opciones de estructuración.



La capacidad de carga de la losa se alcanza cuando se forma una configuración de líneas de fluencia suficiente para dar lugar a un mecanismo, como alguno de los mostrados en la siguiente figura.



**Figura No. 66. Mecanismo de colapso de placas rectangulares baja carga uniforme y diferentes tipos de apoyo.**

Por ser elementos que trabajan a flexión, las losas sufren deformaciones importantes bajo la carga, de manera que la limitación de flecha y vibración en condiciones de servicio es el aspecto que rige normalmente el espesor de la losa.

En el contexto de los métodos de diseño por estados límite, el análisis se refiere a la determinación de las fuerzas internas actuantes en las diferentes secciones de la estructura para su posterior comparación con las fuerzas internas resistentes, a fin de verificar si se cuenta con la seguridad adecuada. Ocasionalmente, se hace necesario obtener como producto del análisis las deformaciones verticales y horizontales de algunos elementos estructurales para su comparación con los valores que definen estados límite de servicio.

### 4.3. CONSIDERACIONES PARA LA REVISION ESTRUCTURAL.

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará por medio de procedimientos que tomen en cuenta el comportamiento elástico de los elementos estructurales.

Se podrán usar programas de cómputo para otros tipos estructurales siempre y cuando se modelen correctamente los elementos estructurales de forma que se tome en cuenta la disminución de rigidez por agrietamiento y flujo plástico del mortero y del concreto.



Para el análisis por cargas verticales, de casos que cumplan con los requisitos mínimos de regularidad, se pueden determinar las cargas verticales que actúan en cada muro mediante el procedimiento que comúnmente se denomina bajada de cargas con las áreas tributarias respectivas.

Para el análisis por cargas laterales de casos que cumplan con requisitos mínimos de regularidad, se supondrá que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal sin tomar en cuenta los efectos de tensión y el momento de volteo. En los casos que no cumplan los requisitos de regularidad se deberán repartir las cargas laterales considerando la rigidez relativa de cada muro y los efectos de torsión, y los muros se revisarán por cortante y por momento de volteo.

En todos los casos se deberá cumplir que el efecto de las cargas factorizadas obtenidas del análisis como cargas axiales, momentos flexionantes, fuerzas cortantes, momentos de volteo, momentos de torsión, etc. deberán ser menores o iguales a las resistencias nominales de los paneles estructurales del sistema covintec.

### **4.3.1. RESISTENCIAS NOMINALES.**

Para el cálculo de las resistencias nominales se aplicarán en general las hipótesis básicas que se establecen para el concreto reforzado. (Como la flexocompresión).

- a)** La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento se toma como lineal (plana).
- b)** Existe adherencia entre concreto y acero.
- c)** El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d)** La deformación unitaria útil del concreto en compresión se puede tomar igual a 0.003.
- e)** La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto en la etapa de resistencia máxima se puede suponer rectangular con una profundidad de 0.85 la correspondiente al eje neutro y un esfuerzo uniforme igual a 0.85  $f'_c$ .
- f)** El acero se comporta como material elástico hasta el esfuerzo  $f_y$  y una deformación unitaria de  $\epsilon$ , y a partir de allí con comportamiento plástico (plataforma de comportamiento plástico).



En lo que sigue se presentan procedimientos prácticos para calcular la resistencia para diferentes elementos y condiciones de carga, de la siguiente manera:

**Muros:** Resistencia a cargas verticales excéntricas.  
Resistencia a cargas laterales.

**Losas:** Resistencia por flexión criterio elástico.  
Resistencia por flexión criterio de resistencia.  
Revisión de deflexiones.

**Cimientos:** Carga que trasmite al terreno cortante, flexión.

#### 4.3.2. RESISTENCIA A CARGAS VERTICALES EXCENTRICAS EN MUROS.

Se establecen tres criterios para la revisión de la capacidad de los muros sometidos a cargas verticales excéntricas.

##### 1. Criterio basado en esfuerzos de diseño.

$$P = f_D * AT \qquad AT = tl$$

Donde:

**$f_D$ .** Esfuerzo de diseño (en  $\text{kg/cm}^2$ ), que ya toma en cuenta el factor de reducción y el factor de esbeltez por excentricidad perpendicular al plano del muro.

**$AT$ .** El área total del muro (en  $\text{cm}^2$ ).

**$L$ .** Longitud del muro.

**$t$ .** Espesor del muro.

El esfuerzo de diseño se establece en la siguiente tabla para los diferentes tipos de paneles.

Esfuerzos de diseño	
Espesor del panel (in)	Esf. De diseño $f_D$ ( $\text{kg/cm}^2$ )
4"	12
3"	10
2"	8

Tabla No. 19. Esfuerzos de diseño para diferentes espesores de panel.



## 2. Criterio como muro de mampostería.

$$P = FR * FE * P_0$$

Donde:

**P<sub>0</sub>**. Carga axial resistente como muro corto, se calcula con:

$$P = 2tp * LfM + 2ASP * fS$$

**tp**.- Es el espesor de una de la capas de mortero (aplanado del muro) comúnmente 2.5cm.

**L**.-Longitud del muro que se está revisando (cm).

**f<sub>M</sub>**.- Esfuerzo útil del mortero igual a **0.85** de la resistencia nominal del mortero del aplanado (kg/cm<sup>2</sup>).

**ASP**.-Área de acero en una de las caras en el sentido de la aplicación de las cargas (cm<sup>2</sup>).

**f<sub>S</sub>**.- Esfuerzo útil en el acero, se toma como el correspondiente a una deformación unitaria de **0.002**, se puede tomar igual a 4000kg/cm<sup>2</sup>.

**FE**.- Factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

$$FE = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \frac{H'}{30t^2}\right]$$

$$e' = ec + \left(\frac{t}{24}\right)$$

Donde:

**ec**. Excentricidad calculada, para proyectos que cumplan las condiciones de regularidad (NTC 4.1.3) se puede tomar igual a t/6.

**H'**. Es la altura efectiva del muro.

**H**. Es la altura neta no restringida.

**H'=0.8H**. Para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro (muros interiores).

**H'=H**. Para muros exteriores en que se apoyan losas (muros exteriores).

**H'=2H**. Para muros libres en su extremo superior (bardas) o que apoyen techumbres simplemente apoyadas.



**Nota.** Se deberán tomar en cuenta explícitamente los casos donde existan volados.

Serán tomados como losas en una sola dirección de tal manera que todo su peso se apoyara sobre muro o trabe sobre el que trabaja.

### 3. Criterio basado en diagramas de interacción.

En este punto se presentan diagramas de interacción para los tipos de paneles más comunes y para espesor de recubrimiento de 2.5 cm en cada cara así como una resistencia del mortero de 100kg/cm<sup>2</sup>.

Los diagramas de interacción ya consideran los efectos de esbeltez para una altura de 2.20m (para fines prácticos estos diagramas son aplicables para alturas libres de 2.0m a 2.4m). Esto debido a que la altura de estos elementos es de 2.44mts.

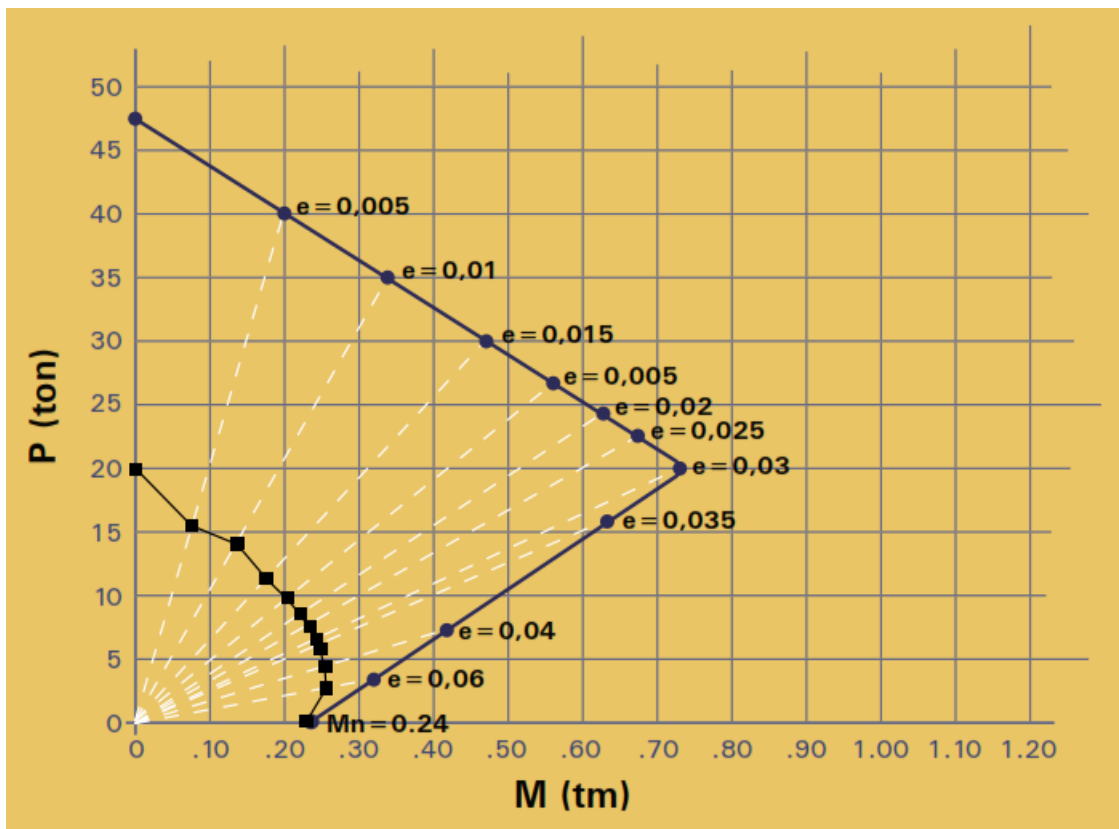


Figura No. 67. Diagrama para diseño de QualyPanel de 2".

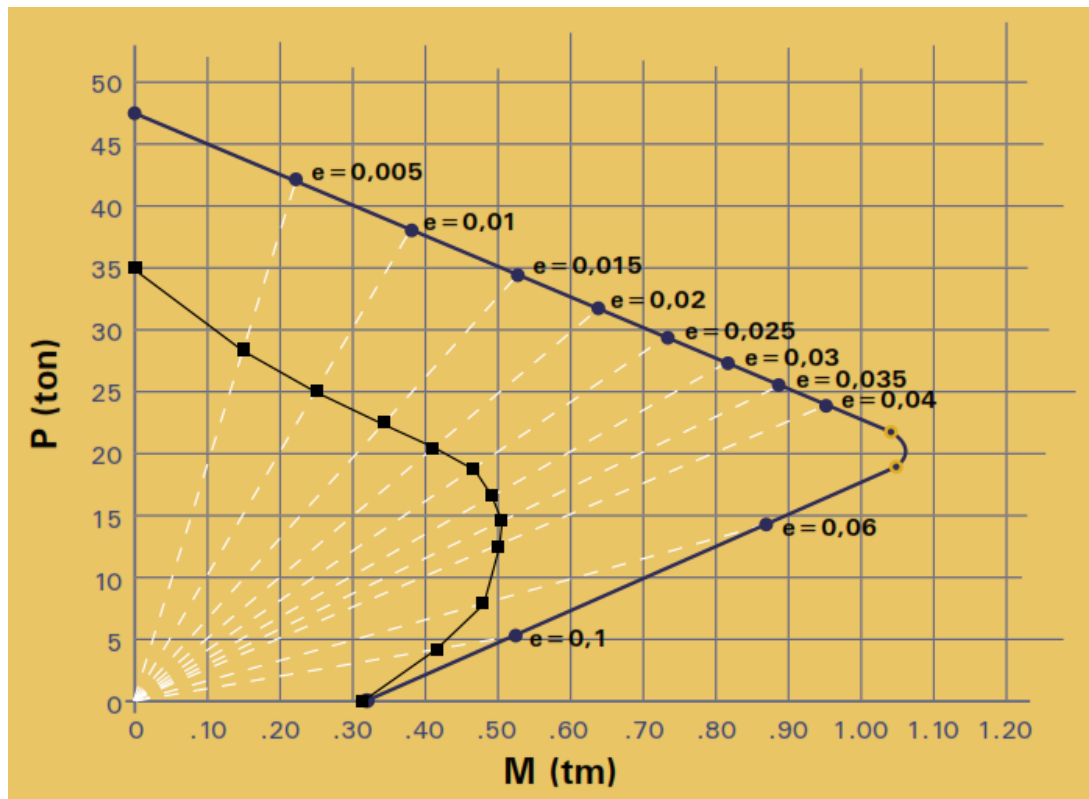


Figura No. 68. Diagrama para diseño de QuallyPanel de 3".

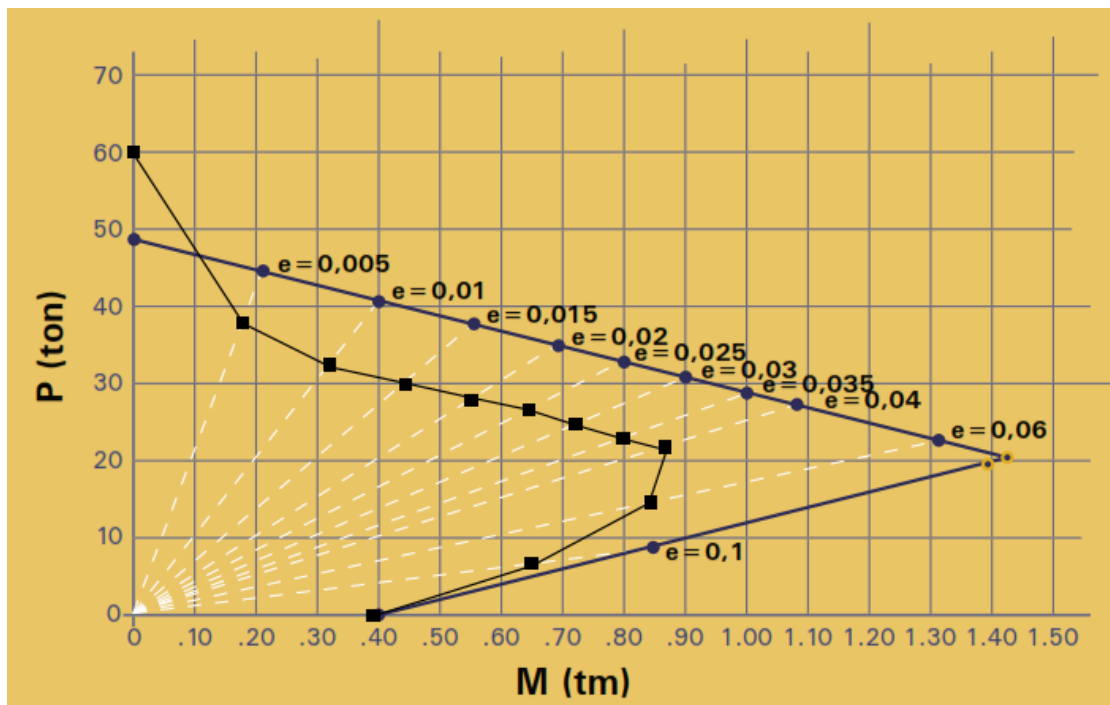


Figura No. 69. Diagrama para diseño de QuallyPanel de 4".

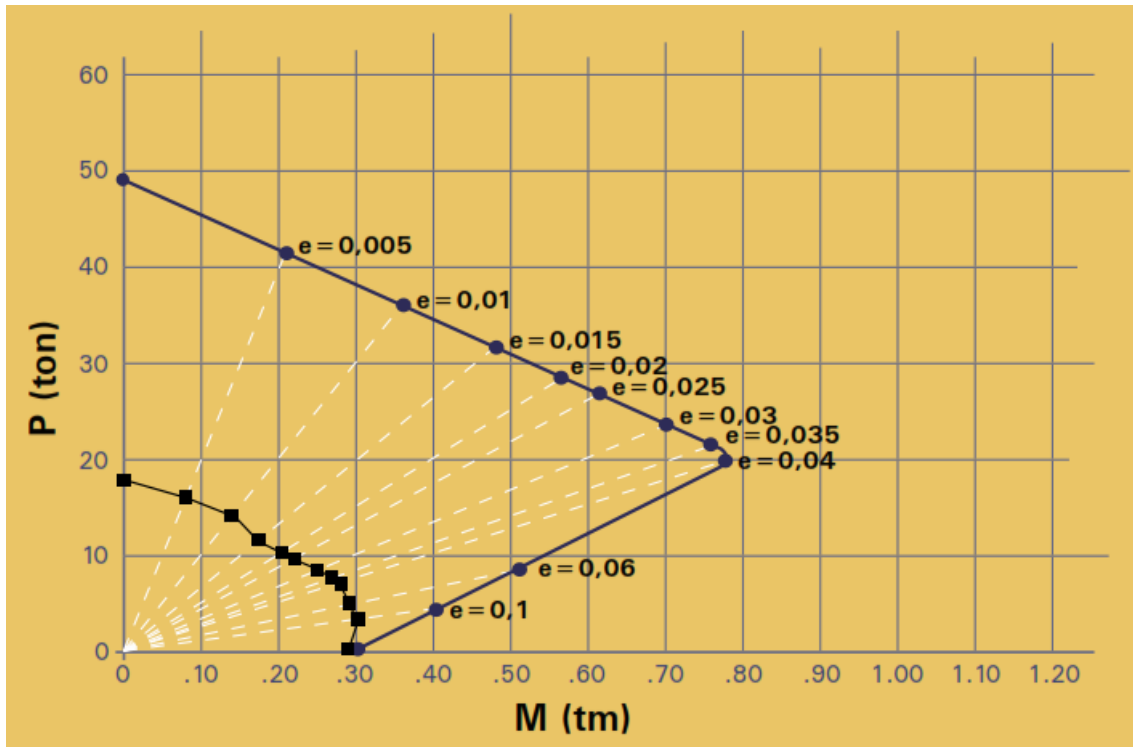


Figura No. 70. Diagrama para diseño de Panel covintec de 2".

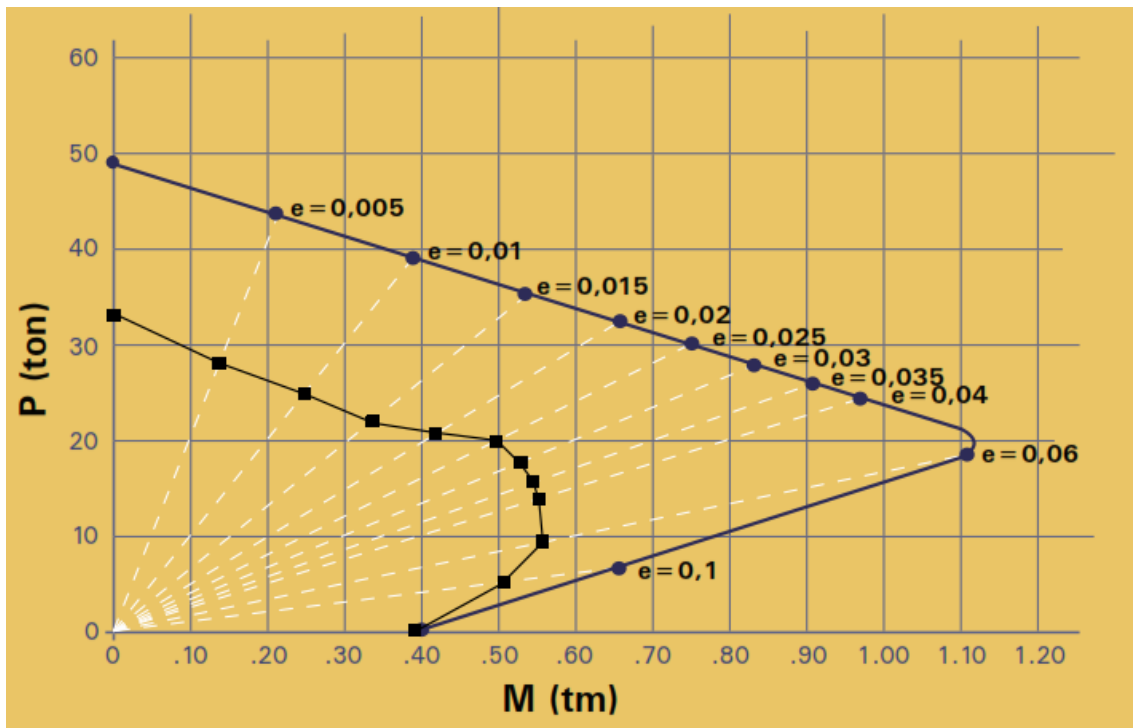


Figura No. 71. Diagrama para diseño de Panel covintec de 3".





Para usar estos diagramas, se calcula la excentricidad ( $e'$ ), con la fórmula del criterio anterior, o por medio de un análisis elástico y con el diagrama, interpolado entre los valores marcados, se obtiene el valor de P que es la fuerza resistente nominal por unidad de longitud. Para obtener la fuerza resistente de diseño se aplica:

$$PR = PN * FR * L$$

Dónde:

**PN:** Es la resistencia Nominal (ton) calculada con ayuda del diagrama de interacción.

**FR:** Factor de reducción.

**L:** Longitud del muro que se está revisando.

#### 4.3.3. RESISTENCIA A CARGA LATERAL.

El muro es una placa vertical en que predominan generalmente las cargas verticales que están distribuidas de manera uniforme en toda la longitud del muro por medio de un sistema de piso. Por ello es usualmente aceptable aislar una longitud unitaria del muro y diseñarla como una columna. Por su poco espesor, bastan pequeños momentos flexionantes o ligeras excentricidades en la carga vertical para reducir notablemente la resistencia. Por la misma razón, los efectos de esbeltez (pandeo) suelen ser importantes, de manera que la carga axial resistente de los muros corresponde a esfuerzos de compresión inferiores a los que se aceptan en columnas. Los métodos de diseño suelen ser empíricos. El concreto y la mampostería son los materiales clásicos para muros.

El muro o panel sujeto a cargas laterales en su plano es un elemento común en edificios y en estructuras tipo cajón en donde se aprovecha la gran rigidez lateral que estos elementos tienen por su considerable peralte, para limitar las deflexiones horizontales de la estructura. Pueden distinguirse diversas modalidades.

El *muro-diafragma* es un elemento de rigidización ante cargas en el plano de la estructura, debido a las cuales va a estar sujeto a un estado de cortante en el plano. Su función es equivalente a la de diagonales de arriostamiento y en muchos métodos de análisis simplificados se idealiza como tal.

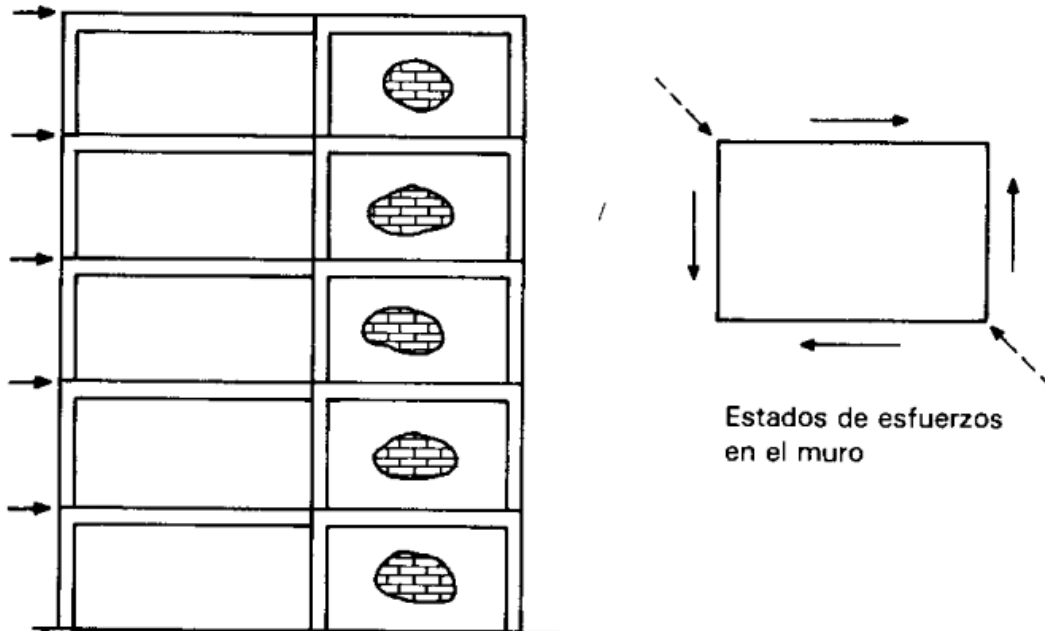


Figura No. 72. Muro diafragma y estado de esfuerzos.

El muro de rigidez no se encuentra, como el diafragma, enmarcado en un sistema estructural que absorbe las cargas axiales y la flexión: por tanto, aunque su función esencial es la de rigidizar y resistir cargas laterales en su plano, deberá resistir además de esfuerzos cortantes, esfuerzos normales debidos a carga axial y a flexión. Cuando la relación altura a longitud de estos muros no es muy baja, predominan los efectos de flexión en lo que respecta a las deflexiones y modo de falla.

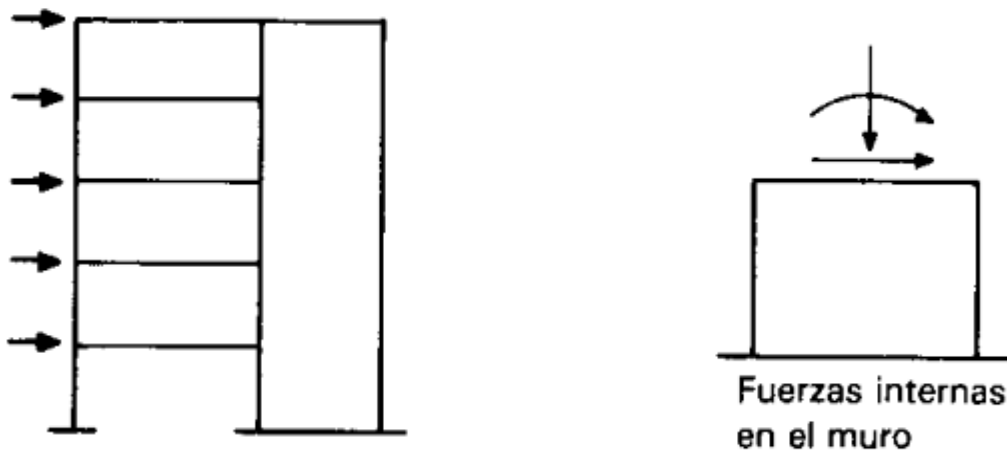


Figura No. 73. Muro de rigidez y fuerzas internas.



En los muros diafragma de mampostería y concreto, el refuerzo no es indispensable debido a que, aunque se presentan tensiones diagonales por el efecto del cortante, existe un efecto puntual de compresión que sigue siendo efectivo aun después del agrietamiento diagonal.

En los muros de rigidez el refuerzo es esencial para proporcionar la resistencia a momentos flexionantes.

El muro sujeto a cargas normales a su plano funciona como una losa y valen los comentarios anteriores.

Se debe revisar el efecto de la fuerza cortante y el momento flexionante en su plano (momento de volteo). Para ello se propone dos criterios alternativos.

**1. Criterio como muro de concreto.**

La contribución del acero queda implícita.

$$VR = FRV * AT$$

$$V^* = 0.85 \sqrt{f_c} * \frac{2tp}{t}$$

**Donde**

**VR** = Resistencia a cargas laterales

**Fc\* = 0.8f'c**

FR=0.8

FR= Factor de Reducción.

tp.- Espesor de una capa de mortero de recubrimiento.

t.- Espesor total.

Para el caso común con aplanado de mortero de 100 kg/cm<sup>2</sup> y espesor de mortero de 2.5 cm en cada lado del muro, se pueden usar los valores de la siguiente tabla.

Esfuerzos cortantes para muros de concreto.			
Espesor de panel (in)	Espesor total t (cm)	Esfuerzo cortante V*(kg/cm <sup>2</sup> )	
		Calculado	Valor-práctico
2"	8,18	4,65	4
3"	10,72	3,55	3
4"	13,26	2,87	2,5

**Tabla No. 20. Esfuerzos cortantes en muros de concreto.**



Por lo tanto la resistencia cortante se calcula con:

$$VR = FRv * Lt$$

## 2. Criterio como muro de mampostería.

$$VR = FR(0.5v * mAT + 0.3p)$$

$$V * m = \sqrt{f * m} \left( \frac{2tp}{t} \right)$$

$$f * m = 0.8f'c$$

$$AT = Lt$$

P.- Carga vertical actualmente de servicio (sin factor de carga).

Para el caso más práctico con mortero de 100 kg/cm<sup>2</sup> y tp=2.5 cm se usara la siguiente tabla.

Esfuerzos cortantes.			
Espesor de panel (in)	Espesor total t (cm)	Esfuerzo cortante Vm*(kg/cm <sup>2</sup> )	
		Calculado	Valor-practico
2"	8,18	5,47	5
3"	10,72	4,17	4
4"	13,26	3,37	3

Tabla No. 21. Esfuerzos cortantes.

Cuando no se cumplan los requisitos del método simplificado de diseño sísmico (NTC 2.1) se deberá revisar la resistencia a flexión en el plano del muro de mampostería.

## 4.4. Requisitos del método simplificado.

- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las normas correspondientes. Para que la distribución de muros pueda considerarse sensiblemente simétrica, se deberá cumplir en dos direcciones ortogonales, que la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , no exceda el 10% de la dimensión en planta del edificio medida paralelamente a dicha excentricidad, b.



La excentricidad torsional  $e_s$  podrá estimarse como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección de análisis. El área efectiva es el producto del área bruta de la sección transversal del muro y del factor  $F_{AE}$  que está dado por:

$$F_{AE}=1; \quad \text{si } H/L \leq 1.33$$

$$F_{AE}= (1.33 L/H)^2; \quad \text{si } H/L > 1.33$$

Donde

H; Es la altura del entrepiso.

L; Longitud del muro.

Los muros a los que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera; en este último caso estarán arrojados con diagonales. Los muros deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas correspondientes.

b) La relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico se puede suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre la longitud y ancho satisfaga esta restricción y las que se fijan en el inciso anterior, y cada tramo resista según el criterio que marca el capítulo 7 de las NTC para sismo.

c) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

La resistencia a flexión en el plano del muro se puede calcular con las hipótesis básicas para flexocompresión o de la forma aproximada con:

$$MR = FRF(0.9L)$$

$$FR = 0.9$$

$$F = 2,000 \text{ kg para Panel } 2'' \text{ y } 3''$$

$$F = 2,500 \text{ kg para QualyPanel } 2'', 3'' \text{ y } 4''$$

#### 4.5. DISEÑO POR FLEXIÓN DE ELEMENTOS HORIZONTALES (Losa).

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte.



La nomenclatura básica para los cálculos es la que se muestra en la figura No.74, los valores más comunes son los que se presentan en la tabla.

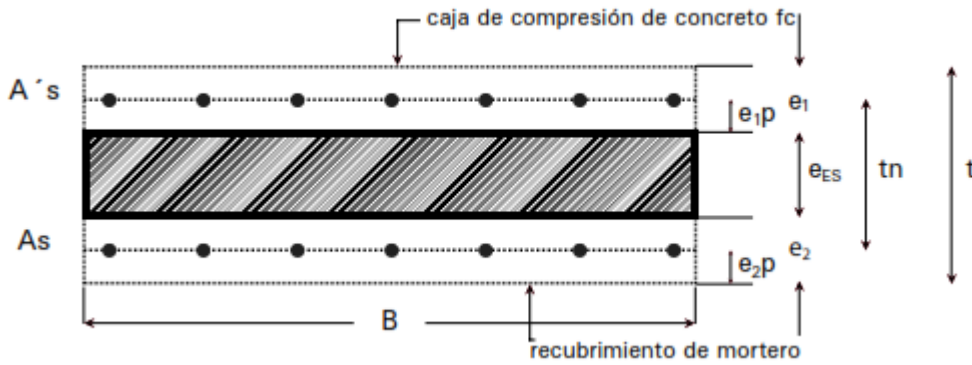


Figura No. 74. Nomenclatura básica para losas.

Variables para un ancho unitario B=100cm									
Long de claro	A's (cm <sup>2</sup> )	A's (cm <sup>2</sup> )	e1 (cm)	e2 (cm)	e 1 p(cm)	e 2 p(cm)	eEs (cm)	tn (cm)	t (cm)
3,25	0,879	1,44	5	1,5	0,95	0,95	8,26	10,16	14,76
4,06	0,879	1,93	6	1,5	0,95	0,95	8,26	10,16	15,76
5,01	0,879	2,91	6	1,5	0,95	0,95	8,26	10,16	15,76
5,01	0,879	2,91	7	1,5	0,95	0,95	8,26	10,16	16,76

Tabla No. 22. Variables a considerar en el diseño para un ancho de 1 m.

**4.5.1. Criterio elástico.**

Cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada:

$$n_s = \frac{E_s}{E_c}$$

Se utiliza un módulo de Elasticidad del acero (Es) de 2.08x10<sup>6</sup> kg/cm<sup>2</sup> y del concreto de Ec=8000√f'c

Se puede usar un valor diferente de Ec si se tiene evidencia experimental (prueba de módulo elástico para el concreto utilizado).

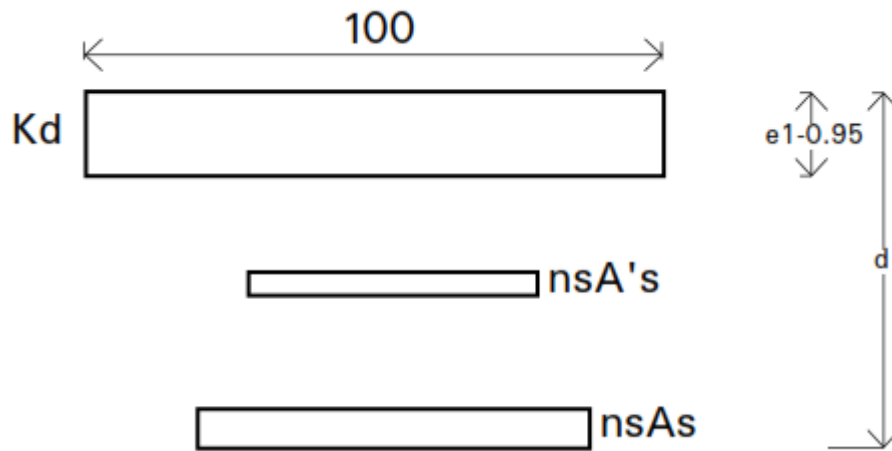


Figura No. 75. Prueba de módulo de elasticidad.

$$d = t - 0.55$$

$$Kd = \left[ -B + \sqrt{\frac{B^2 + 4c}{2}} \right]$$

Donde:  $kd \leq e1$  Para que sea válido el procedimiento.

$$B = ns \frac{(A's + As)}{50}$$

$$C = \frac{ns}{50} [A's(e1 - 0.95) + Asd]$$

$$Ie = \left( \frac{100 * Kd^3}{3} \right) + [ns * A's(e1 - 0.95 - Kd)^2] + [ns * As(d - Kd)^2]$$

Momento resistente para la etapa elástica, el menor de:

$$ME = \frac{Ie(0.45f'c)}{Kd}$$

$$ME = \frac{Ie(0.6fy)}{[(d - Kd) * ns]}$$



Este momento se compara con el momento por carga de servicio sin factorizar ( $M_A$ ), se debe cumplir  $M_E > M_R$ .

Donde

$M_E$  Es el momento actuante.

$M_R$  Momento resistente.

Para el caso en que se use concreto de  $f'_c=200\text{kg/cm}^2$  y para los tipos de losa comunes, se pueden usar los valores de la tabla siguiente, en este caso se utiliza el valor de  $0.6f_y=4,164\text{kg/cm}^2$ .

Valores de momento resistente elástico.					
Long de claro.	d (cm)	kd	Ie (cm <sup>4</sup> )	Me (kg-cm)	ns
3,25	14,21	2,16	2934	82800	12,24
4,06	15,21	2,55	3784	101719	12,24
5,01	15,21	3,02	6255	174563	12,24
5,01	16,21	3,15	7208	187557	12,24

\* En todos los casos rige 0.6fy

Tabla No. 23. Momentos resistentes elásticos.

4.5.2. Criterio de resistencia última.

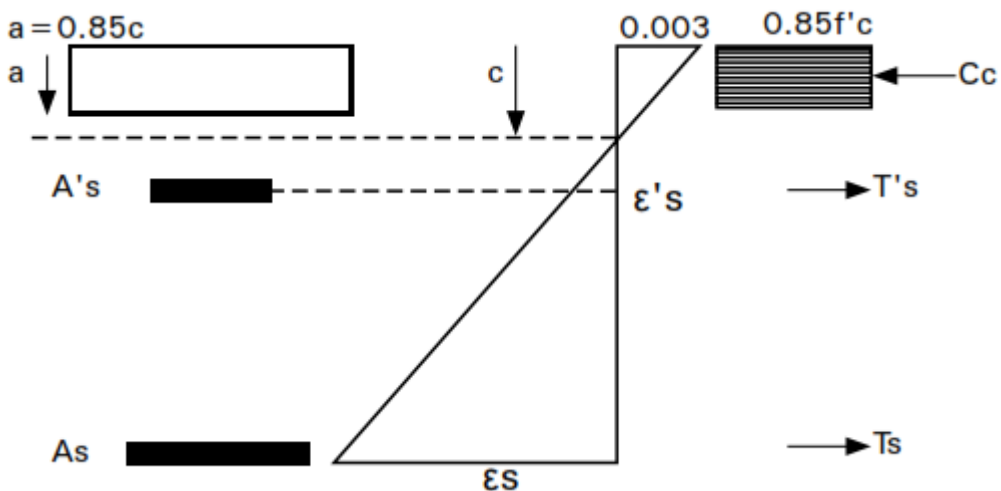


Figura No. 76. Grafica de resistencia última.





$$\text{Si } \epsilon_s > \epsilon_y, \quad \epsilon'_s > \epsilon_y$$

$$T_s = A_s * f_y$$

$$T'_s = A'_s * f'_y$$

$$C = (0.85f'_c) * 100 * (0.85c) = 72.25f'_c * c$$

$$C = \frac{(A_s * f_y) + (A'_s * f'_y)}{(72.25f'_c * c)}$$

$$\epsilon'_s = \frac{(\epsilon_1 - 0.95) - c}{c} * 0.003$$

Comprobar que  $\epsilon'_s > \epsilon_y$  de lo contrario se debe replantear la ecuación de equilibrio.

Para el caso de que si el acero superior fluya.

$$MN = Cc[d - \frac{0.85c}{2}] - A'_s f_y * (tN)$$

Se puede obtener un valor aproximado si no se toma  $A'_s$ .

$$a = \frac{A_s f_y}{85 f'_c}$$

$$MN = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Para el caso en que se use concreto de  $f'_c=200\text{kg/cm}^2$ ,  $f_y=6,940\text{kg/cm}^2$  y  $f'_y=6,570\text{kg/cm}^2$  y para los tipos de losas comunes se pueden usar los valores de la siguiente tabla.

Valores de momento último.								
Tipo	d (cm)	Ts	T's	C	Cc	a	M (kg-cm)	
							1	2
3,25	14,21	9994	5775	1,091*	15769	0,59	158094	139072
4,06	15,21	13394	5775	1,327*	19169	0,79	222075	198446
5,01	15,21	20195	5775	1,797*	25970	1,19	316495	295179
5,01	16,21	20195	5775	1,797*	25970	1,19	322631	315365

Tabla No. 24. Valores de momento último.



Se debe comprobar que  $F_R M_N > M_U$ ,  $M_U$  es el momento actualmente para las cargas factorizadas.

#### 4.6. Revisión de deformaciones verticales.

Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer de superficies útiles horizontales como los pisos de edificios o las cubiertas de puentes.

En ocasiones, además de las cargas normales actúan cargas contenidas en su plano, como es el caso de losas inclinadas, en las que la carga vertical tiene una componente paralela a la losa, o cuando la losa actúa como un diafragma horizontal que une marcos verticales de distinta rigidez o sujetos a fuerzas horizontales diferentes.

Encontramos diferentes tipos de losas.

1. Losas en una dirección; son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros paralelos en dos de sus lados, quedando libres en los otros dos. Una característica más es el hecho de que trabaja únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos.

Estas losas se comportan esencialmente como vigas. Puede considerarse que la losa es una viga cuya longitud es el ancho del apoyo, o bien como se hace más frecuentemente puede suponerse que la losa está formada por una serie de vigas paralelas e independientes de un metro de ancho.

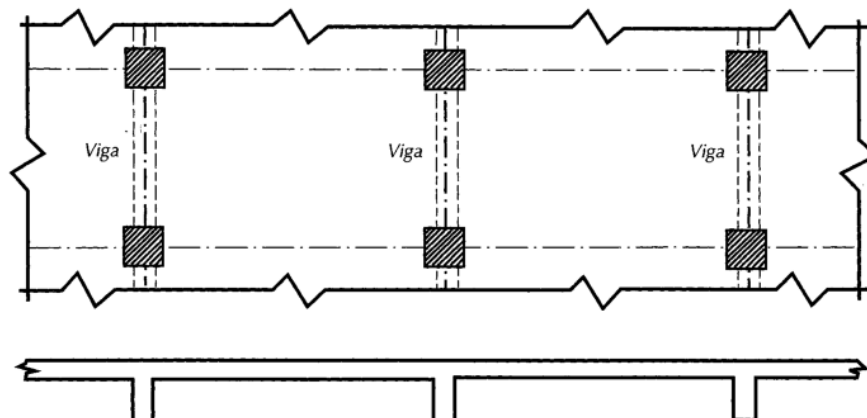


Figura No. 77. Losa en una dirección.



2. Losas apoyadas perimetralmente; son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados. Por lo tanto trabajan en dos direcciones, otra diferencia más es la forma en que estas se deflexionan bajo la acción de cargas normales a su plano.

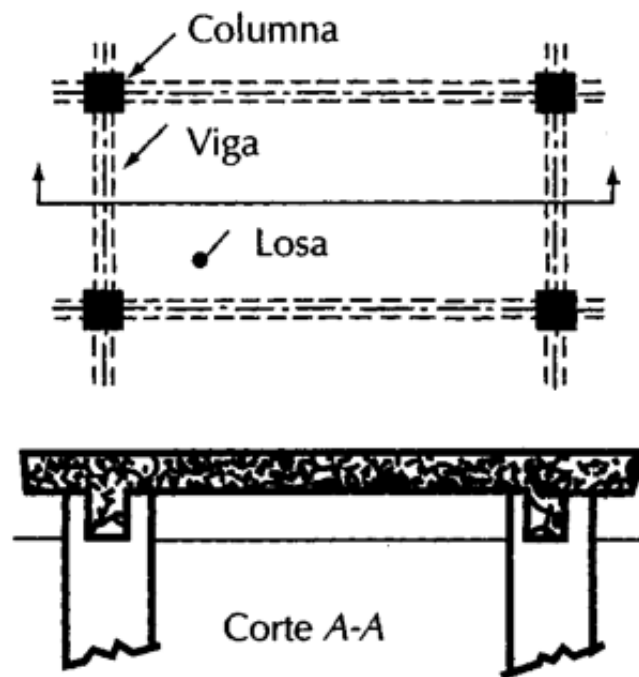


Figura No. 78. Losas apoyadas perimetralmente.

3. Losas planas; son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin intermediación de vigas, estas pueden tener ampliaciones en la losa o en las columnas o ser de peralte uniforme, en este último caso se denominan placas planas. Además, de poder ser macizas o aligeradas.

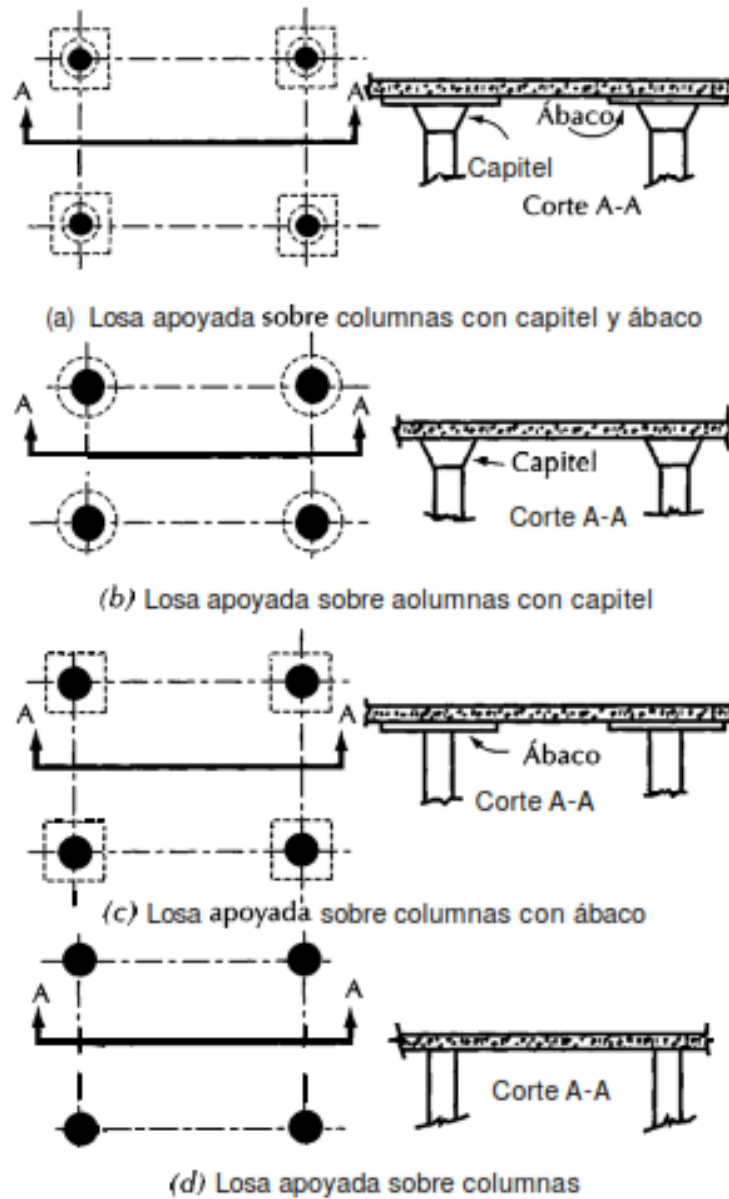


Figura No. 79. Distintos tipos de losas planas.

#### 4.6.1. Deformaciones en losas.

La principal diferencia entre las losas que trabajan en una dirección y losas apoyadas perimetralmente puede verse también en la forma que adquieren las losas cuando se deflexionan bajo la acción de cargas normales a su plano; las primeras se deforman en curvatura simple mientras que las segundas lo hacen en curvatura doble.

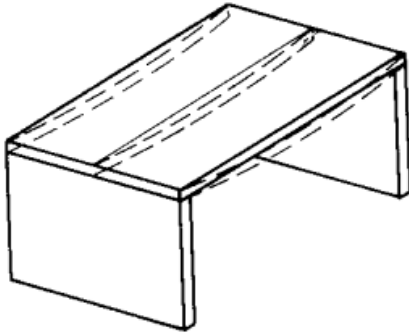


Figura No. 80. Deformación de losa en una dirección.

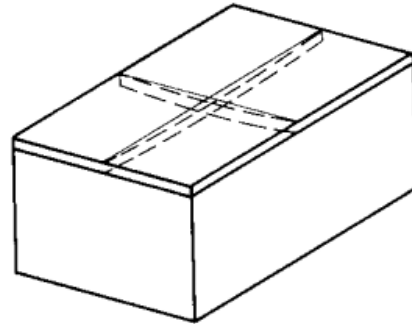


Figura No. 81 Deformación de losa apoyada perimetralmente.

La gráfica carga-deflexión en el centro del claro de una losa apoyada perimetralmente, ensayada hasta la falla tiene la forma mostrada en la siguiente gráfica, en la que se distinguen las siguientes etapas.

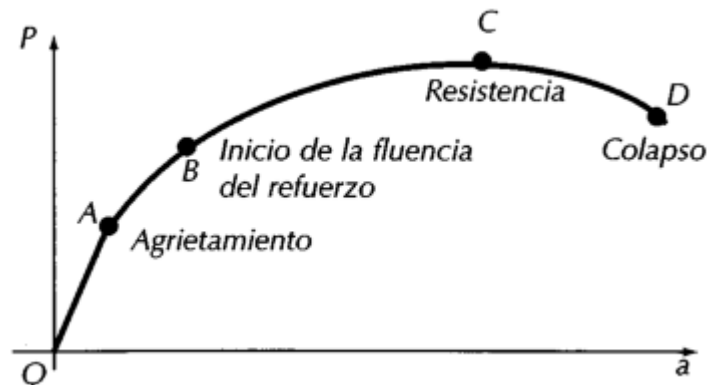


Figura No. 82. Grafica carga-deflexión de una losa.

a) Una etapa lineal O-A, en la que el agrietamiento del concreto en la zona de esfuerzos de tensión es despreciable. El agrietamiento del concreto por tensión, representado por el punto A ocurre bajo cargas relativamente altas. Las cargas de servicio de losas se encuentran generalmente cerca de la carga correspondiente al punto A.

b) La etapa A-B, en la que existe un agrietamiento del concreto en la zona de tensión y los esfuerzos en el acero de refuerzo son menores que el límite de fluencia. La transición de la etapa O-A a la etapa A-B es gradual, puesto que el agrietamiento del concreto se desarrolla paulatinamente desde las zonas de momentos flexionantes máximos, hacia las zonas de momentos flexionantes menores. Por la misma razón, la pendiente de la gráfica en el tramo A-B, disminuye poco a poco.



c) La etapa B-C, en la que los esfuerzos en el acero de refuerzo sobrepasan el límite de fluencia. Al igual que el agrietamiento del concreto, la fluencia del refuerzo empieza en las zonas de momentos flexionantes máximos y se propaga paulatinamente hacia las zonas de momentos menores.

d) Por último, la rama descendente C-D, cuya amplitud depende, como en el caso de las vigas, de la rigidez del sistema de aplicación de cargas.

Fórmula general para el cálculo de la deformación a largo plazo:

$$\Delta T = \Delta i + \lambda \Delta ip$$

$\Delta i$ .- Deformación instantánea para carga total (muerta más viva).

$\Delta ip$ .- Deformación instantánea para carga permanente (muerta).

$\lambda$ .- Factor de flujo plástico.

$$\Delta T = Di + \lambda \Delta ip$$

$$\Delta i = \frac{[5\alpha(WCM + WCV)(L^4)]}{(384 * Ec * Ie)}$$

$$\Delta ip = \frac{5\alpha * WCM * (L^4)}{384 * Ec * Ie}$$

**Ie**.- Momento de inercia de la sección transformada agrietada (según fórmula de criterio elástico).

**Ec**.- Con resultados experimentales o bien de forma aproximada.

$$Ec = 8000\sqrt{f'c}$$

**a**. Se obtiene con análisis elástico convencional. Para fines prácticos se puede interpolar para diferentes grados de restricción en los apoyos en función del momento flexionante negativo que se puede generar en los apoyos en función de los detalles particulares de conexión, conforme a la figura y la tabla siguientes: momento flexionante negativo.

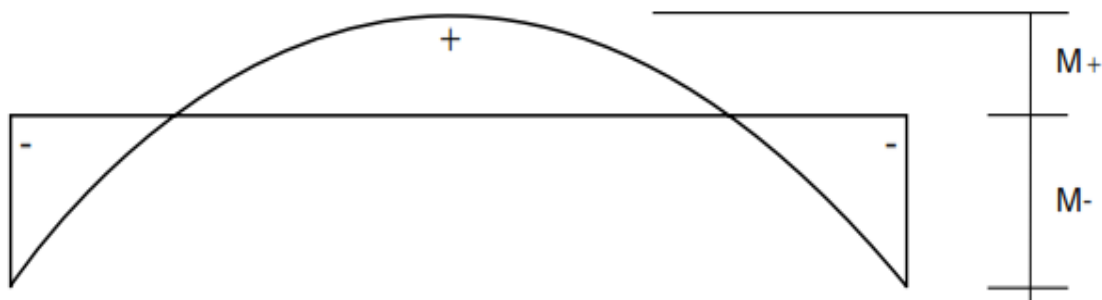


Figura No. 83. Diagrama de momentos.



Valores de $\alpha$		
Condición.	Momento negativo	$\alpha$
Articulado.	0	1,0
Poca resistencia.	$\omega L^2/40$	0,76
Mediana resistencia.	$\omega L^2/30$	0,68
Alta restricción.	$\omega L^2/18$	0,47
Empotramiento.	$\omega L^2/12$	0,20

**Tabla No. 25. Valores de alfa.**

Para el cantiliver y otras condiciones de apoyo se deberán hacer el análisis con método elástico.

Factor de flujo plástico.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50p'}$$

$$p' = \frac{A's}{100 * d}$$

La deformación calculada se compara con los límites permisibles en la tabla.

Valores de límites permisibles.		
Caso 1	L/240+0,5cm	Cuando no existen elementos no estructurales que se puedan dañar, L es el claro libre en cm.
Caso 2	L/480+0,3cm	Cuando existen elementos estructurales que se puedan dañar.

**Tabla No. 26. Valores límites permisibles.**

Para controlar las deflexiones se podrán colocar contraflechas con el sistema de apuntalamiento, la contraflecha no deberá ser mayor que la deformación por carga permanente afectada por el factor de flujo plástico, o sea  $\lambda \Delta ip$ .

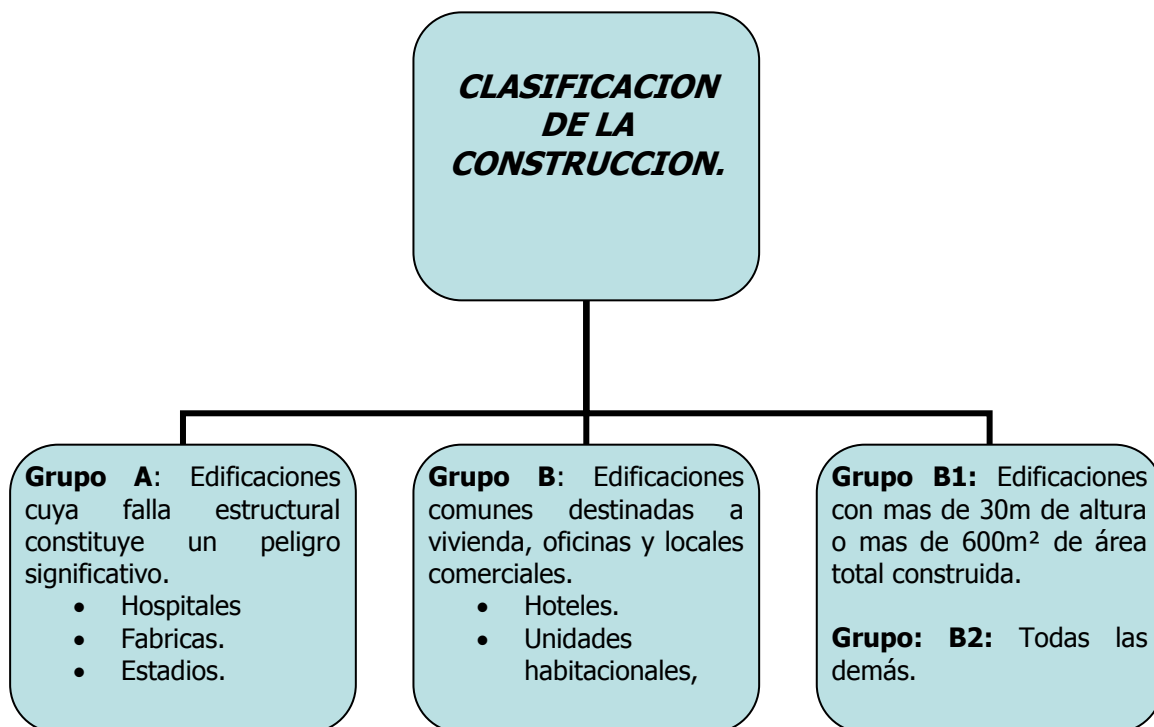
Se deberá cuidar que el valor absoluto de la contraflecha menos la deformación instantánea por carga total ( $\Delta i$ ) no sea mayor de L/240 para el caso 1 y L/480 para el caso 2.



# V. EJEMPLO DE APLICACIÓN.

## 5.1 Introducción.

Para realizar la correcta clasificación de nuestro ejemplo y conocer los requerimientos básicos de la misma, tendremos la información más necesaria.







Desarrollo del procedimiento:

1. La casa habitación se encuentra ubicada según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en el grupo B.
2. La estructura se ubicó en calle, Lucas Juárez entre las avenidas 20 de Noviembre y Libertad en la delegación Azcapotzalco. Por lo tanto es: Zona de transición, suelo tipo II
- 3.- El coeficiente sísmico a utilizar será  $C=0.32$ , según la clasificación ya realizada de la construcción.

## 5.2. Localización.

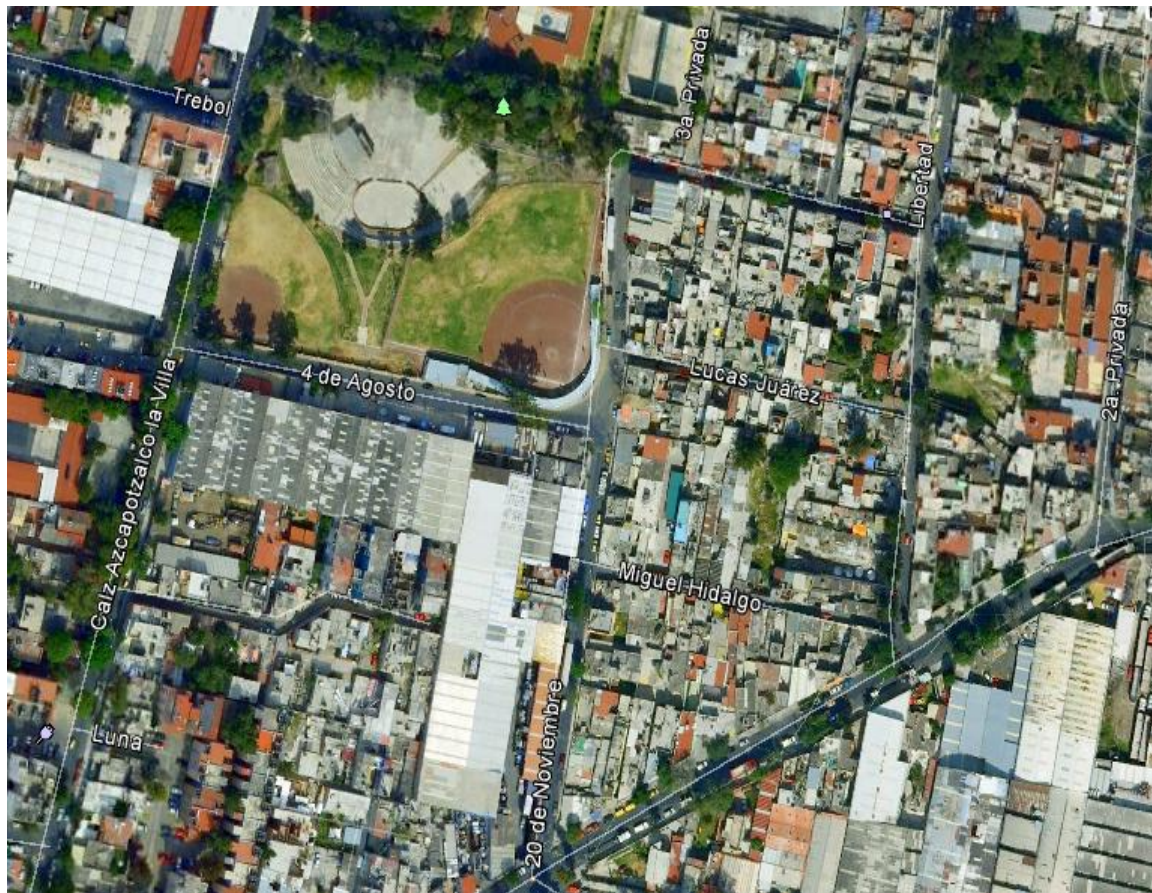
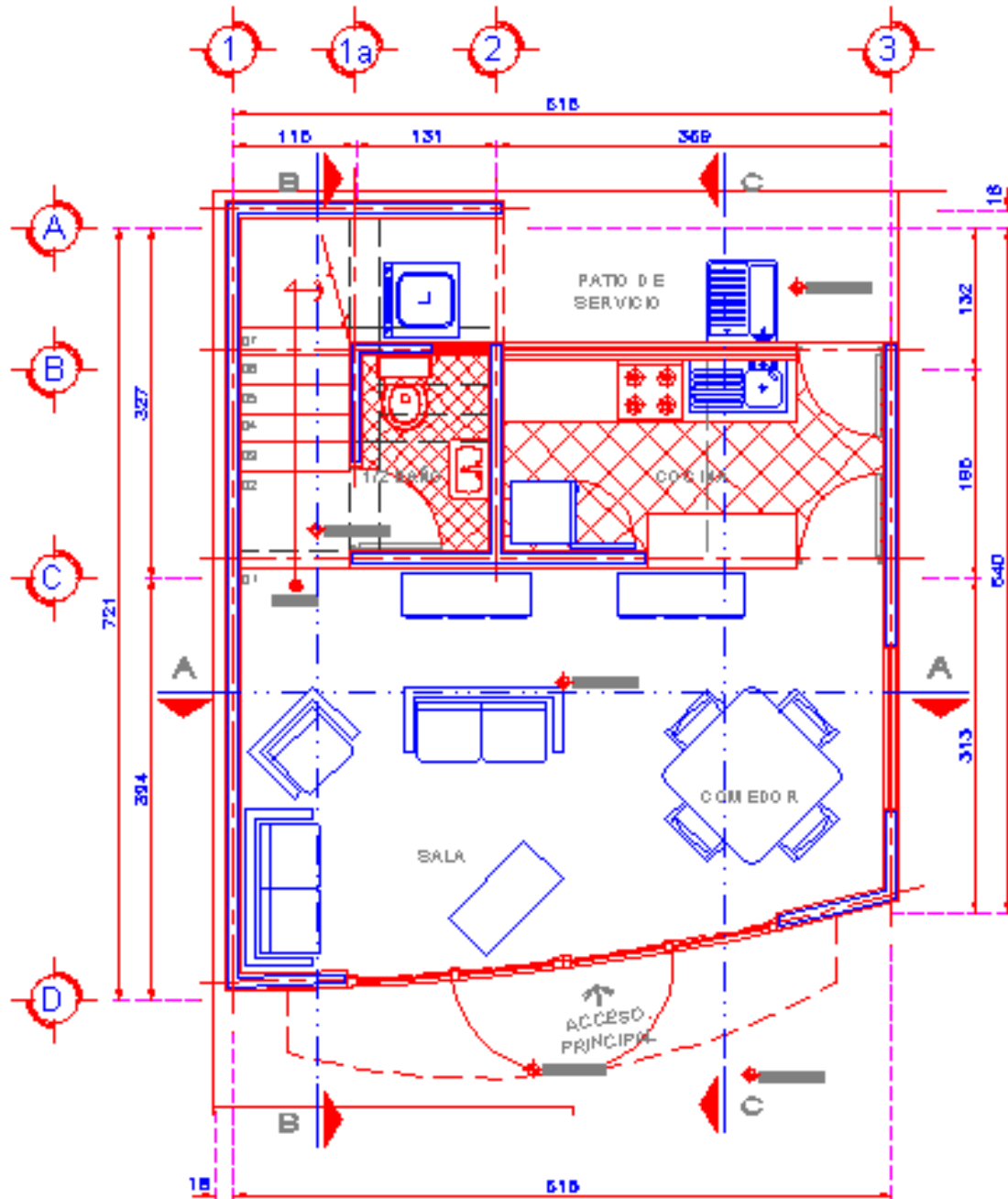


Figura No. 84. Ubicación de la casa habitación.



**5.3 ANÁLISIS PARA DETERMINAR LAS CARGAS QUE SERÁN TRANSMITIDAS POR LOS MUROS A LA CIMENTACIÓN: VIVIENDA UNIFAMILIAR.**



**PLANTA BAJA**

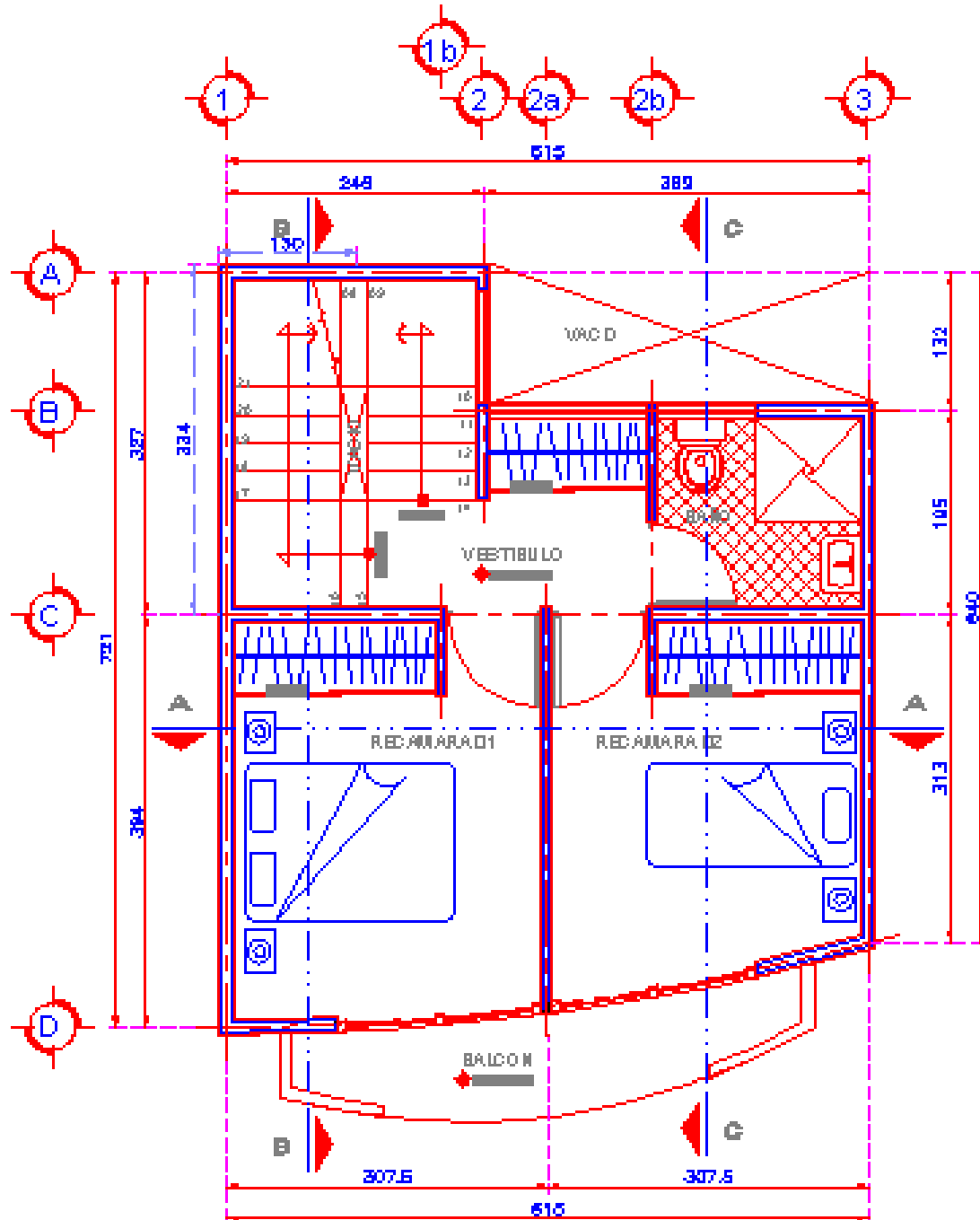


En planta baja se utilizara panel covintec estructural de 4" en todos los muros de carga y losa, para los muros divisorios será panel de 2" y en el eje 2 A-C se pondrá viga y castillo según lo requerido en los cálculos de resistencia de muros a cargas verticales como esfuerzo de diseño, muros como mampostería, y tomados como muros de concreto.

Para obtener la mayor eficiencia del sistema de diseño también será necesario colocar viga y castillo en los ejes 2 de A-C, 2a de A-C y C-D; B de 1-2 y C de 1-2 al igual que de 2-3. Para resistir cargas laterales.

PLANTA BAJA (ENTREPISO)								
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Peso total por muro ton/m	Área de losa, m <sup>2</sup>	Carga de losa en el muro, ton	Peso total en el muro, ton	Peso por m de muro, ton
1	A - C	3.27	3.27	0.819	4.362	1.87	2.689	0.822
1	C - D	3.94	3.94	0.987	3.948	1.696	2.683	0.681
1b	A - C	1	0	0	0	0.039	0.039	0.039
1b	C - D	1	0	0	0	0.039	0.039	0.039
2	A - C	3.27		0	4.213	1.808	1.808	0.553
2a	A - C	1	0	0	0	0.039	0.039	0.039
2a	C - D	3.74	0	0	6.764	2.879	2.879	0.77
3	A - C	3.27	1.95	0.489	1.1	0.5	0.989	0.302
3	C - D	3.13	3.13	0.784	2.928	1.268	2.052	0.656
A	1 - 2	2.46	2.46	0.616	1.1	0.5	1.116	0.454
B	1 - 2	1	0	0	0	0.039	0.039	0.039
B	2 - 3	3.69	1.05	0.263	2.851	1.236	1.499	0.406
C	1 - 2	2.46	0	0	2.364	1.031	1.031	0.419
C	2 - 3	3.69	0	0	4.938	2.112	2.112	0.572
D	1 - 2a	3.075	3.075	0.771	4.774	2.043	2.814	0.915
D	2a - 3	3.075	3.075	0.771	4.88	2.088	2.859	0.93
							<b>24.687</b>	
							<b>TOTAL</b>	
							<b>(ton)</b>	

Tabla No.27. Análisis para la determinación de cargas transmitidas a la cimentación.



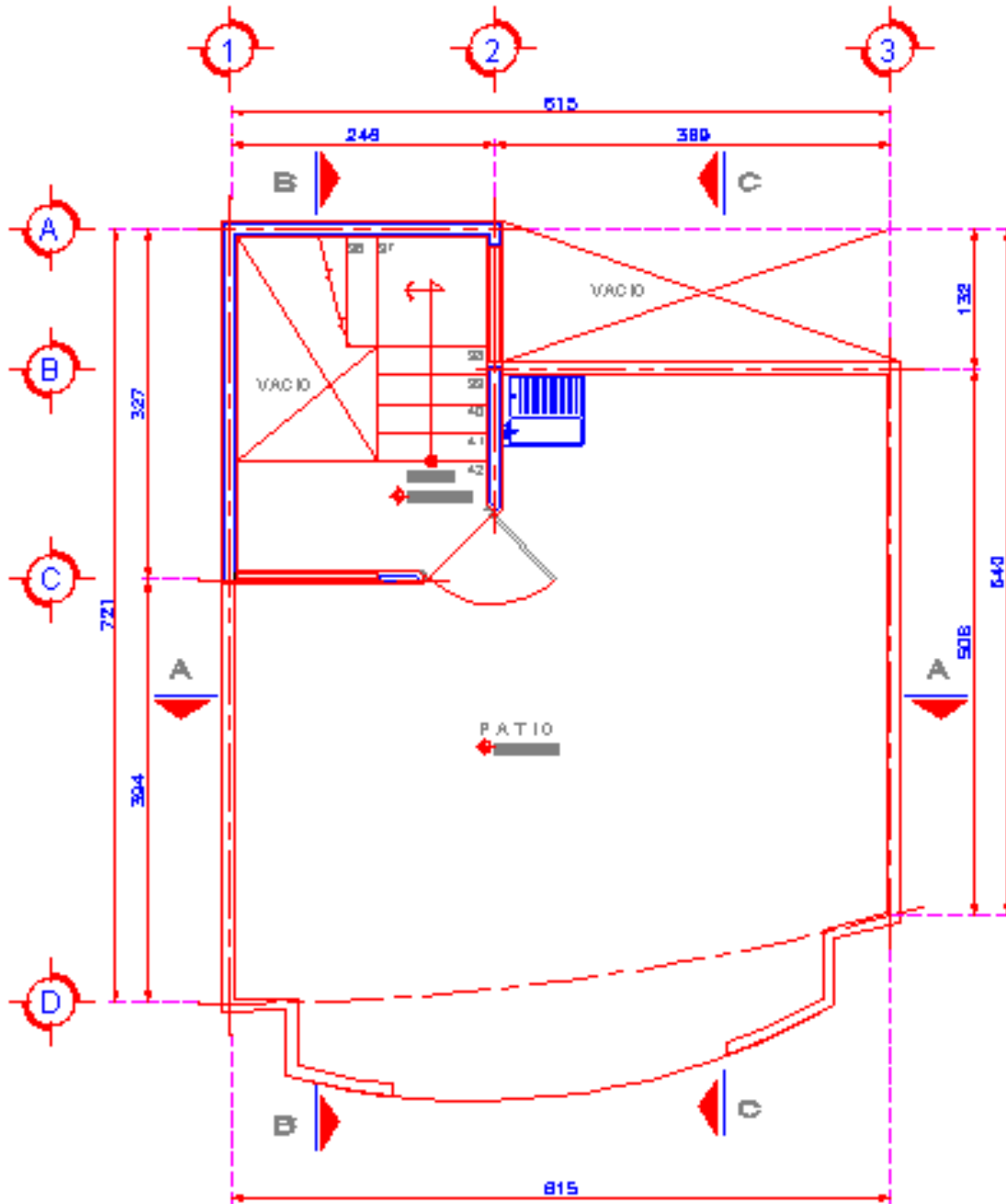
**PLANTA PRIMER NIVEL**

Para este primer nivel se utilizara panel covintec estructural de 3" para los muros de carga y la losa, en muros divisorios será de igual manera que en planta baja panel de 2".



PLANTA PRIMER NIVEL								
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Peso total por muro ton/m	Área de losa, m <sup>2</sup>	Carga de losa en el muro, ton	Peso total en el muro, ton	Peso por m de muro, ton
1	A – C	3.27	3.27	0.819	1.429	0.639	1.458	0.446
1	C – D	3.94	3.94	1.473	3.948	1.717	3.19	0.81
1b	A – C	1	0	0		0	0	0
1b	C – D	1	0	0		0	0	0
2	A – C	3.27		0	4.223	1.812	1.812	0.554
2 <sup>a</sup>	A – C	1	0	0		0	0	0
2 <sup>a</sup>	C – D	3.74	3.74	1.398	6.769	2.944	4.342	1.161
3	A – C	3.27	1.95	0.729	1.1	0.478	1.207	0.369
3	C – D	3.13	3.13	1.17	2.928	1.273	2.443	0.781
A	1 – 2	2.46	2.46	0.616	1.09	0.496	1.112	0.452
B	1 – 2	1	0	0		0	0	0
B	2 – 3	3.69	3.69	1.379	2.851	1.24	2.619	0.71
C	1 – 2	2.46	2.065	0.517	2.364	1.031	1.548	0.629
C	2 – 3	3.69	2.07	0.774	4.938	2.148	2.922	0.792
D	1 – 2 <sup>a</sup>	3.075	3.075	1.15	4.774	2.076	3.226	1.049
D	2 <sup>a</sup> – 3	3.075	3.075	1.15	4.88	2.122	3.272	1.064
							<b>29.151</b>	
							<b>TOTAL</b>	
							<b>(ton)</b>	

Tabla No. 28. Análisis para la determinación de cargas transmitidas a la cimentación.



**PLANTA DE PATIO.**

Finalmente para el medio muro del patio y los muros y losas del cubo de escaleras se utilizara panel covintec estructural de 2".



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

CUBO DE ESCALERAS										
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Peso total por muro ton/m	Área de losa, m <sup>2</sup>	Carga de losa en el muro, ton	Peso total en el muro, ton	Peso por m de muro, ton	Peso total por muro en PB ton/m	Cara último, t/m
1	A - C	3.27	3.27	1.025	2.734	1.189	2.214	0.677	1.945	2.723
1	C - D	1	0	0		0	0	0	1.491	2.087
1b	A - C	1	0	0		0	0	0	0.039	0.055
1b	C - D	1	0	0		0	0	0	0.039	0.055
2	A - C	3.27	2.6	0.815	2.623	1.141	1.956	0.598	1.705	2.387
2a	A - C	1	0	0		0	0	0	0.039	0.055
2a	C - D	1	0	0		0	0	0	1.931	2.703
3	A - C	1	0	0		0	0	0	0.671	0.939
3	C - D	1	0	0		0	0	0	1.437	2.012
A	1 - 2	2.46	2.46	0.771	1.703	0.741	1.512	0.615	1.521	2.129
B	1 - 2	1	0	0		0	0	0	0.039	0.055
B	2 - 3	1	0	0		0	0	0	1.116	1.562
C	1 - 2	2.46	1.8	0.564	1.51	0.657	1.221	0.496	1.544	2.162
C	2 - 3	1	0	0		0	0	0	1.364	1.91
D	1 - 2a	1	0	0		0	0	0	1.964	2.75
D	2a - 3	1	0	0		0	0	0	1.994	2.792
							<b>6.903</b>			
							<b>TOTAL</b>			
							<b>(ton)</b>			

**Tabla No. 29. Análisis para la determinación de cargas transmitidas a la cimentación.**



5.4. ANÁLISIS SISMICO EN MUROS CON QUALYPANEL COVINTEC

CARGAS VERTICALES EN LOS MUROS EN PLANTA ALTA								
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Carga total por muro ton/m	Área de losa, m2	Carga de losa en el muro, ton	Carga total en el muro, ton	Carga por m de muro, ton
1	A - C	3.27	3.27	0.8194	1.429	0.638537	1.4580	0.44586
1	C - D	3.94	3.94	0.9873	3.948	1.696265	2.6836	0.68111
1b	A - C	1	0	0		0.038500	0.0385	0.0385
1b	C - D	1	0	0		0.038500	0.0385	0.0385
2	A - C	3.27		0	4.223	1.811738	1.8117	0.55405
2a	A - C	1	0	0		0.038500	0.0385	0.0385
2a	C - D	3.74	3.74	0.9372	6.769	2.880803	3.8180	1.02086
3	A - C	3.27	1.95	0.4886	1.1	0.500390	0.9890	0.30246
3	C - D	3.13	3.13	0.7843	2.928	1.267967	2.0523	0.65569
A	1 - 2	2.46	2.46	0.6164	1.09	0.496191	1.1126	0.45229
B	1 - 2	1	0	0		0.038500	0.0385	0.0385
B	2 - 3	3.69	3.69	0.9247	2.851	1.235635	2.1603	0.58545
C	1 - 2	2.46	2.065	0.5175	2.364	1.031144	1.5486	0.62952
C	2 - 3	3.69	2.07	0.5187	4.938	2.111966	2.6307	0.71292
D	1 - 2a	3.075	3.075	0.7706	4.774	2.043103	2.8137	0.91501
D	2a - 3	3.075	3.075	0.7706	4.88	2.087612	2.8582	0.92949
							<b>26.091</b>	
							TOTAL (ton)	

Tabla No. 30. Cargas verticales en muros.





CARGAS VERTICALES EN LOS MUROS EN PLANTA DE CUBO DE ESCALERAS									Carga total por muro en P.B. ton/m	Carga último ton/m
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Carga total por muro ton/m	Área de losa, m <sup>2</sup>	Carga de losa en el muro, ton	Carga total en el muro, ton	Carga por m de muro, ton		
1	A – C	3.27	3.27	1.2224	2.734	1.189017	2.4114	0.73744	2.00579	2.8081
1	C – D	1	0	0		0.000000	0.0000	0	1.3622	1.9071
1b	A – C	1	0	0		0.000000	0.0000	0	0.077	0.1078
1b	C – D	1	0	0		0.000000	0.0000	0	0.077	0.1078
2	A – C	3.27	2.6	0.972	2.623	1.140743	2.1127	0.64608	1.7529	2.4541
2 <sup>a</sup>	A – C	1	0	0		0.000000	0.0000	0	0.077	0.1078
2 <sup>a</sup>	C – D	1	0	0		0.000000	0.0000	0	1.79056	2.5068
3	A – C	1	0	0		0.000000	0.0000	0	0.60492	0.8469
3	C – D	1	0	0		0.000000	0.0000	0	1.3114	1.8359
A	1 – 2	2.46	2.46	0.9196	1.703	0.740635	1.6603	0.6749	1.58119	2.2137
B	1 – 2	1	0	0		0.000000	0.0000	0	0.077	0.1078
B	2 – 3	1	0	0		0.000000	0.0000	0	0.99161	1.3883
C	1 – 2	2.46	1.8	0.6729	1.51	0.656699	1.3296	0.54048	1.58916	2.2248
C	2 – 3	1	0	0		0.000000	0.0000	0	1.28527	1.7994
D	1 – 2 <sup>a</sup>	1	0	0		0.000000	0.0000	0	1.83002	2.562
D	2 <sup>a</sup> – 3	1	0	0		0.000000	0.0000	0	1.8590	2.6026
							<b>7.514</b>			
							<b>TOTAL</b>			
							<b>(ton)</b>			

Tabla No. 31. Cargas verticales en muros.



5.5

RESISTENCIA DE MUROS DE LA PLANTA BAJA A CARGAS VERTICALES, BASADO EN ESFUERZOS DE DISEÑO.										
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Carga total por muro ton/m PB	Carga total por muro ton/m AZOTEA	Carga total por muro ton/m CUBO DE ESCALERAS	Carga total última Actuante, Pu, ton	Área del muro, (At) cm <sup>2</sup>	PR=fDAT en kg	Condición
1	A - C	3.27	3.27	2.68953	1.4580	2.4114	9.1825	3505.44	35054.4	OK.
1	C - D	3.94	3.94	2.68358	2.6836	0.0000	7.514	4223.68	42236.8	OK.
1b	A - C	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.1078	0	0	
1b	C - D	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.1078	0	0	
2	A - C	3.27		1.80754	1.8117	2.1127	8.0248	0	0	PONER VIGA
2a	A - C	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.1078	0	0	
2a	C - D	3.74	0	2.87870	3.818	0.0000	9.3754	0	0	PONER VIGA
3	A - C	3.27	1.95	0.98904	0.989	0.0000	2.7693	2090.4	20904	OK.
3	C - D	3.13	3.13	2.05231	2.0523	0.0000	5.7465	3355.36	33553.6	OK.
A	1 - 2	2.46	2.46	1.11684	1.1126	1.6603	5.4456	2637.12	26371.2	OK.
B	1 - 2	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.1078	0	0	
B	2 - 3	3.69	1.05	1.49875	2.1603	0.0000	5.1227	1125.6	11256	OK.
C	1 - 2	0	0	1.03114	1.5486	1.3296	5.4731	0	0	
C	2 - 3	0	0	2.11197	2.6307	0.0000	6.6397	0	0	
D	1 - 2a	3.075	3.075	2.81366	2.8137	0.0000	7.8782	3296.4	32964	OK.
D	2a - 3	3.075	3.075	2.85817	2.8582	0.0000	8.0029	3296.4	32964	OK.
				<b>24.69</b>	<b>26.09</b>	<b>7.5140</b>	<b>81.6</b>	<b>23530.4</b>	<b>235304</b>	

Tabla No. 32. Resistencia de muros a cargas verticales, según esfuerzos de diseño.



5.6

RESISTENCIA DE MUROS DE LA PLANTA BAJA A CARGAS VERTICALES USANDO EL CRITERIO COMO MURO DE MAMPOSTERÍA											
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Carga total por muro ton/m PB	Carga total por muro ton/m AZOTEA	Carga total por muro ton/m CUBO DE ESCALERAS	Carga total última Actuante, Pu, ton	Po=2tpLfm + 2aSP fs	FE=(1-2e'/t)* (1-H*30t) 2)	PR=FR*FE*Po, en kg	Condición
1	A - C	3.27	3.27	2.68953	1.4580	2.4114	9.182	144815	0.248	25093.857	OK.
1	C - D	3.94	3.94	2.68358	2.6836	0.0000	7.514	173290	0.248	30028.067	OK.
1b	A - C	0	0	0.0385	0.0385	0.0000	0.108	5840	0.000	0	
1b	C - D	0	0	0.0385	0.0385	0.0000	0.108	5840	0.000	0	
2	A - C	3.27		1.80754	1.8117	2.1127	8.025	5840	0.248	1011.9679	PONER VIGA
2a	A - C	0	0	0.0385	0.0385	0.0000	0.108	5840	0.000	0	
2a	C - D	3.74	0	2.8787	3.818	0.0000	9.375	5840	0.248	1011.9679	PONER VIGA
3	A - C	3.27	1.95	0.98904	0.989	0.0000	2.769	88715	0.248	15372.728	OK.
3	C - D	3.13	3.13	2.05231	2.0523	0.0000	5.746	138865	0.248	24062.828	OK.
A	1 - 2	2.46	2.46	1.11684	1.1126	1.6603	5.446	110390	0.248	19128.619	OK.
B	1 - 2	0	0	0.0385	0.0385	0.0000	0.108	5840	0.000	0	
B	2 - 3	3.69	1.05	1.49875	2.1603	0.0000	5.123	50465	0.248	8744.6847	OK.
C	1 - 2	0	0	1.03114	1.5486	1.3296	5.473	5840	0.000	0	
C	2 - 3	0	0	2.11197	2.6307	0.0000	6.64	5840	0.000	0	
D	1 - 2a	3.075	3.075	2.81366	2.8137	0.0000	7.878	136527.5	0.248	23657.781	OK.
D	2a - 3	3.075	3.075	2.85817	2.8582	0.0000	8.003	136527.5	0.248	23657.781	OK.
				<b>24.69</b>	<b>26.09</b>	<b>7.5140</b>	<b>81.60</b>	<b>1026315</b>	<b>2.475</b>		

Tabla No. 33. Resistencia de muros a cargas verticales, como muro de mampostería.



RESISTENCIA DE MUROS DE LA PLANTA BAJA A CARGAS LATERALES COMO MURO DE CONCRETO									
Eje	Tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Carga total por muro ton/m PB	Carga total por muro ton/m AZOTEA	Carga total por muro ton/m CUBO DE ESCALERAS	Carga total última Actuante, Pu, ton	Carga por sismo, ton.	VR=FRV * At, (en kg)
1	A - C	3.27	3.27	2.68953	1.4580	2.4114	7.214813	0.7730156	8413.056
1	C - D	3.94	3.94	2.68358	2.6836	0.0000	5.903880	0.6325586	10136.832
1b	A - C	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.084700	0.009075	0
1b	C - D	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.084700	0.009075	0
2	A - C	3.27		1.80754	1.8117	2.1127	6.305169	0.6755538	0
2a	A - C	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.084700	0.009075	0
2a	C - D	3.74	0	2.87870	3.8180	0.0000	7.366376	0.7892546	0
3	A - C	3.27	1.95	0.98904	0.9890	0.0000	2.175881	0.2331301	5016.96
3	C - D	3.13	3.13	2.05231	2.0523	0.0000	4.515077	0.4837582	8052.864
A	1 - 2	2.46	2.46	1.11684	1.1126	1.6603	4.278698	0.4584319	6329.088
B	1 - 2	0	0	0.03850	0.0385	0.0000	0.084700	0.009075	0
B	2 - 3	3.69	1.05	1.49875	2.1603	0.0000	4.024963	0.431246	2701.44
C	1 - 2	0	0	1.03114	1.5486	1.3296	4.300275	0.4607437	0
C	2 - 3	0	0	2.11197	2.6307	0.0000	5.216915	0.5589551	0
D	1 - 2a	3.075	3.075	2.81366	2.8137	0.0000	6.190054	0.66322	7911.36
D	2a - 3	3.075	3.075	2.85817	2.8582	0.0000	6.287974	0.6737115	7911.36
				<b>24.685</b>	<b>26.091</b>	<b>7.514</b>	<b>64.119</b>	<b>6.870</b>	<b>56473.0</b>

Condición	Observaciones
OK	
OK	
No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
OK	
OK	
OK	
OK	
OK	
OK	
OK	

Tabla No. 34. Análisis de muros como muros de concreto.



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

RESISTENCIA DE MUROS DE LA PLANTA BAJA A CARGAS LATERALES COMO MURO DE CONCRETO								
Eje	tramo	Longitud entre ejes, m	Longitud del muro en m	Carga total por muro ton/m PB	Carga total por muro ton/m AZOTEA	Carga total por muro ton/m CUBO DE ESCALERAS	Carga total última Actuante, Pu, ton	Carga por sismo, ton.
1	A - C	3.27	3.27	2.68953	1.4580	2.4114	7.214813	0.77302
1	C - D	3.94	3.94	2.68358	2.6836	0.0000	5.90388	0.63256
1b	A - C	0	0	0.0	0.0	0.0000	0.0847	0.0
1b	C - D	0	0	0.0	0.0	0.0000	0.0847	0.0
2	A - C	3.27		1.80754	1.8117	2.1127	6.305169	0.67555
2a	A - C	0	0	0.0	0.0	0.0000	0.0847	0.00908
2a	C - D	3.74	0	2.87870	3.8180	0.0000	7.366376	0.78925
3	A - C	3.27	1.95	0.98904	0.9890	0.0000	2.175881	0.23313
3	C - D	3.13	3.13	2.05231	2.0523	0.0000	4.515077	0.48376
A	1 - 2	2.46	2.46	1.11684	1.1126	1.6603	4.278698	0.45843
B	1 - 2	0	0	0.0	0.0	0.0000	0.1	0.0
B	2 - 3	3.69	1.05	1.49875	2.1603	0.0000	4.024963	0.43125
C	1 - 2	0	0	1.03114	1.5486	1.3296	4.300275	0.46074
C	2 - 3	0	0	2.11197	2.6307	0.0000	5.216915	0.55896
D	1 - 2a	3.075	3.075	2.81366	2.8137	0.0000	6.190054	0.66322
D	2a - 3	3.075	3.075	2.85817	2.8582	0.0000	6.287974	0.67371
				<b>24.6852</b>	<b>26.0907</b>	<b>7.5140</b>	<b>64.1189</b>	<b>6.8699</b>

VR=FR(0.5v*m At+(0.3p), (en kg)	Condición	Observaciones
3680.71338	ok	
4434.86513	ok	
0.00001617	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
0.00001617	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
0.00120371	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
0.00001617	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
0.00140631	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
2194.92042	ok	
3523.12886	ok	
2768.97682	ok	
0.00001617	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
1181.88077	ok	
0.00082096	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
0.00099596	No pasa	<b>PONER VIGA Y CASTILLO</b>
3461.22118	ok	
3461.2212	ok	
<b>24706.9</b>		

Tabla No. 35. Análisis de muros como muros de concreto.



REVISIÓN DE LOSAS: ESTADO LÍMITE DE FALLA, CRITERIO ELÁSTICO							
Entre ejes	Lado corto, m	Lado largo, m	Carga actuante última, $W_{au}$ , en $kg/m^2$	Momento actuante, $M_u = W_{au}L^2/8$ , en $kg-m$	Carga actuante de servicio, $W_a$ en $kg/m^2$	Momento actuante, $M_u = W_aL^2/8$ , en $kg-m$	ME, Obtenida de la tabla M10 del manual, en $kg-m$ .
<b>P.B.</b>							
A-C y 1-2	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1875.57
	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1875.57
A-C y 2-3	1.95	3.69	587.86	279.417	419.9	199.584	1875.57
	1.95	3.69	587.86	279.417	419.9	199.584	1875.57
C-D y 1-2a	3.075	3.94	587.86	694.823	419.9	496.302	1875.57
	3.075	3.94	587.86	694.823	419.9	496.302	1875.57
C-D y 2a-3	3.075	3.13	587.86	694.823	419.9	496.302	1875.57
	3.075	3.13	587.86	694.823	419.9	496.302	1875.57
<b>P.A.</b>							
A-C y 1-2	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1875.57
	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1875.57
A-C y 2-3	1.95	3.69	608.86	289.399	434.9	206.713	1875.57
	1.95	3.69	608.86	289.399	434.9	206.713	1875.57
C-D y 1-2a	3.075	3.94	608.86	719.644	434.9	514.031	1875.57
	3.075	3.94	608.86	719.644	434.9	514.031	1875.57
C-D y 2a-3	3.075	3.13	608.86	719.644	434.9	514.031	1875.57
	3.075	3.13	608.86	719.644	434.9	514.031	1875.57
<b>CUBO ESC.</b>							
A-C y 1-2	2.46	3.27	608.86	460.572	434.9	328.98	1875.57
	2.46	3.27	608.86	460.572	434.9	328.98	1875.57



Factor de seguridad FS=ME/MA	Condición	Observaciones
5.905	OK	Entrepiso
5.905	OK	Entrepiso
9.397	OK	Entrepiso
9.397	OK	Entrepiso
3.779	OK	Entrepiso
3.779	OK	Entrepiso
3.779	OK	Entrepiso
3.779	OK	Entrepiso
5.905	OK	Entrepiso
5.905	OK	Entrepiso
9.073	OK	Azotea
9.073	OK	Azotea
3.649	OK	Azotea
3.649	OK	Azotea
3.649	OK	Azotea
3.649	OK	Azotea
5.701	OK	Cubo escaleras
5.701	OK	Cubo escaleras

**Tabla No. 36. Revisión de losas por medio de criterio elástico.**



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

## FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

REVISIÓN DE LOSAS: ESTADO LÍMITE DE FALLA, CRITERIO DE RESISTENCIA							
Entre ejes	Lado corto, m	Lado largo, m	Carga actuante última, $W_{au}$ , en $kg/m^2$	Momento actuante, $M_u = W_{au}L^2/8$ , en $kg-m$	Carga actuante de servicio, $W_a$ en $kg/m^2$	Momento actuante, $M_a = W_aL^2/8$ , en $kg-m$	ME, Obtenida de la tabla M10 del manual, en $kg-m$ .
<b>P.B.</b>							
A-C y 1-2	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1745.63
	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1745.63
A-C y 2-3	1.95	3.69	587.86	279.417	419.9	199.584	1745.63
	1.95	3.69	587.86	279.417	419.9	199.584	1745.63
C-D y 1-2a	3.075	3.94	587.86	694.823	419.9	496.302	1745.63
	3.075	3.94	587.86	694.823	419.9	496.302	1745.63
C-D y 2a-3	3.075	3.13	587.86	694.823	419.9	496.302	1745.63
	3.075	3.13	587.86	694.823	419.9	496.302	1745.63
<b>P.A.</b>							
A-C y 1-2	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1745.63
	2.46	3.27	587.86	444.687	419.9	317.633	1745.63
A-C y 2-3	1.95	3.69	608.86	289.399	434.9	206.713	1745.63
	1.95	3.69	608.86	289.399	434.9	206.713	1745.63
C-D y 1-2a	3.075	3.94	608.86	719.644	434.9	514.031	1745.63
	3.075	3.94	608.86	719.644	434.9	514.031	1745.63
C-D y 2a-3	3.075	3.13	608.86	719.644	434.9	514.031	1745.63
	3.075	3.13	608.86	719.644	434.9	514.031	1745.63
<b>CUBO ESC.</b>							
A-C y 1-2	2.46	3.27	608.86	460.572	434.9	328.98	1745.63
	2.46	3.27	608.86	460.572	434.9	328.98	1745.63





Factor de seguridad FS=ME/MA	Condición	Observaciones
3.926	OK	Entrepiso
3.926	OK	Entrepiso
6.247	OK	Entrepiso
6.247	OK	Entrepiso
2.512	OK	Entrepiso
2.512	OK	Entrepiso
2.512	OK	Entrepiso
2.512	OK	Entrepiso
3.926	OK	Entrepiso
3.926	OK	Entrepiso
6.032	OK	Azotea
6.032	OK	Azotea
2.426	OK	Azotea
2.426	OK	Azotea
2.426	OK	Azotea
2.426	OK	Azotea
3.79	OK	Cubo escaleras
3.79	OK	Cubo escaleras

**Tabla No. 37. Revisión de losas por medio del criterio de resistencia.**



REVISIÓN DE LOSAS: ESTADO LÍMITE DE SERVICIO, POCA RESTRICCIÓN							
Entre ejes	le, en cm <sup>4</sup>	Alfa	Ec, en kg/cm <sup>2</sup>	Wcm, en kg/cm <sup>2</sup>	Wcv, en kg/cm <sup>2</sup>	L, en cm	$\Delta i = (5\alpha(W_{cm} + W_{cv})L^4) / 384ECle$
<b>P.B.</b>							
A-C y 1-2	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	246	0.002150336
	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	327	0.006713623
A-C y 2-3	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	195	0.000848994
	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	369	0.010886077
C-D y 1-2a	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	307.5	0.005249844
	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	394	0.014149817
C-D y 2a-3	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	307.5	0.005249844
	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	313	0.005635641
<b>P.A.</b>							
A-C y 1-2	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	246	0.002150336
	6255	0.76	113137.085	0.02499	0.017	327	0.006713623
A-C y 2-3	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	195	0.000869213
	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	369	0.011145331
C-D y 1-2a	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	307.5	0.00537487
	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	394	0.014486798
C-D y 2a-3	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	307.5	0.00537487
	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	313	0.005769855
<b>CUBO ESC.</b>							
A-C y 1-2	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	246	0.002201547
	6255	0.76	113137.085	0.03299	0.010	327	0.006873509



$\Delta ip = (5a(WcML4))/(384ECle)$	$\Delta T = \Delta i + \Delta ip,$ en cm	$\Delta$ permisible	Condiciones
0.001279755	0.00343009	0.813	OK
0.003995557	0.01070918	0.981	OK
0.000505271	0.00135427	0.706	OK
0.006478759	0.01736484	1.069	OK
0.003124401	0.00837425	0.941	OK
0.008421146	0.02257096	1.121	OK
0.003124401	0.00837425	0.941	OK
0.003354005	0.00898965	0.952	OK
0.001279755	0.00343009	0.813	OK
0.003995557	0.01070918	0.981	OK
0.000667023	0.00153624	0.706	OK
0.008552791	0.01969812	1.069	OK
0.00412461	0.00949948	0.941	OK
0.011116992	0.02560379	1.121	OK
0.00412461	0.00949948	0.941	OK
0.004427716	0.01019757	0.952	OK
0.00168944	0.00389099	0.813	OK
0.005274647	0.01214816	0.981	OK

**Tabla No. 38. Revisión de losas, según el estado límite de servicio, con poca restricción.**

**NOTA: Colocar contraflecha recomendada por el distribuidor del producto.**



# GLOSARIO.

Adhesivo epóxico: Estos están formados a base de resinas epoxicas 100% sólidas, estas desarrollan altas resistencias mecánicas y se adhieren a casi cualquier tipo de superficie (para unir concreto nuevo con viejo).

Anclaje: Se hace referencia a la unión de dos elementos que trabajaran en conjunto para obtener un trabajo de elementos satisfactorio.

Aplanado: Se alisan las superficies por medio de una llana metálica o de madera.

Aplome de muros: Referido al alineamiento vertical de los muros, para obtener un trabajo de mayor calidad.

Carga dinámica: Carga que se aplica a una estructura, a menudo acompañada de cambios repentinos de intensidad y posición; bajo la acción de una carga dinámica, la estructura desarrolla fuerzas inerciales y su deformación máxima no coincide necesariamente con la intensidad máxima de la fuerza aplicada.

Carga viva: Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores.

Cargas muertas: Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Cemento Portland: Formado principalmente por el material conocido como clinker y tiene un proceso de solidificación progresivo, hay diferentes tipos de este entre ellos, cemento blanco, férrico, etc.



Cemento Puzolánico: Proviene de una fina ceniza volcánica, este tiene como principal característica el fraguado rápido, (cemento aluminoso, fragua entre 2 y 3 horas), utilizado en zonas de un ambiente agresivo como lo son las costas.

Cimbra: Es un conjunto de obra falsa y moldes temporales que sirven para soportar y moldear la construcción de elementos de concreto fresco de acuerdo a las líneas y niveles especificadas, durante el tiempo necesario para que alcance la resistencia prefijada.

Cimentación: Conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas puntuales.

Consistencia de los suelos: se define como la firmeza o solidez que presenta la masa de suelo, esta característica particular del suelo está estrechamente relacionada a las estructuras que las partículas del suelo forman entre sí.

Para el caso de suelos de grano grueso la textura y la forma de ubicación de las partículas dentro la masa de suelo determina la consistencia, mientras que en los suelos finos el contenido de humedad define la consistencia ya que el agua contribuye a la cohesión, debido a las propiedades eléctricas de los minerales de arcilla.

Contra-flecha: Ligera curvatura, convexa que se realiza en una viga para compensar cualquier flecha prevista al soportar un peso.

Curado: Es el mantenimiento de un adecuado contenido de humedad y temperatura en el concreto a edades tempranas, de manera que este pueda desarrollar las propiedades para las que fue diseñada la mezcla. El curado comienza inmediatamente después del vaciado (colado) y el acabado, de manera que el concreto pueda desarrollar la resistencia y la durabilidad deseada.

Estado límite de falla: Es el punto en el cual la estructura falla de forma súbita o repentina, debido al desgaste o deformación de sus elementos.

Estado límite de servicio: Es el momento en el cual la estructura ya no es funcional o recomendable sea habitable, sin importar cuál sea su utilidad, debido a él deterioro ya sufrido y por el alto riesgo de un colapso parcial o total.

Estucado: Son revestimientos continuos realizados con capas sucesivas de mortero, por lo general, coloreados, con una terminación definida por un diseño determinado.



Falla dúctil: Es aquella en la que se aprecian las deformaciones en los elementos estructurales, la esperada para toda construcción.

Falla frágil: Es aquella en la que no se aprecian las deformaciones simplemente se da el colapso de las estructuras.

Fisuramiento: Fenómeno observado en aplanados o losas por deficiencia de un buen curado en sus primeros días de vida.

Intemperismo: Es el desgaste, desintegración y destrucción de los materiales sufrido por los cambios climáticos al paso del tiempo.

Madriñas: Son la parte de la cimbra que sostiene establemente los moldes en su lugar entre estos también se encuentran las cuñas, pies derechos, arrastres, polines, barrotes, contravientos, etc.

Muro de carga: Es aquel en que son apoyados otros elementos estructurales para hacer llegar las cargas hacia la cimentación.

Muro divisorio: Elementos que solo se utilizan para repartir los espacios de una forma cómoda o útil, según sea el requerimiento.

Periodo de retorno: Es el tiempo en el cual se considera volverá a ocurrir un fenómeno muy semejante o mayor al que se estudia en el momento.

Polipropileno: Es un material inerte que posee ciertas características que permiten su reciclaje sin un mayor impacto ambiental. Se trata de un termoplástico semicristalino que se origina a partir de la polimeración de propileno frente a un catalizador estéreo específico. Este material es utilizado para un sinnúmero de productos termoplásticos, los que a su vez, cuentan con las más diversas aplicaciones.

Poliuretano: Es un polímero que se obtiene mediante condensación de di-bases hidroxílicas combinadas con disocianatos. Los poliuretanos se clasifican en dos grupos, definidos por su estructura química, diferenciados por su comportamiento frente a la temperatura.

Polímero: Es una sustancia formada por una cantidad finita de moléculas que le confieren un alto peso molecular que es una característica representativa de esta familia de compuestos orgánicos.

Poliestireno: Es un polímero formado a partir de la unidad repetitiva conocida como estireno.



Relleno: Son obras que se utilizan para la disposición de residuos sólidos urbanos y a su vez, no contaminar el medio ambiente.

Repellado: Es un acabado en muros, realizado manualmente, (Se lanza mezcla con la cuchara y después se pasa una regla para dar acabado uniforme a la superficie).

Resina: Es una secreción orgánica que producen muchas plantas (coníferas), por sus propiedades químicas son utilizadas para la producción de barnices, adhesivos entre otros.

Vida útil: Es la duración estimada que un objeto puede tener cumpliendo correctamente con la función para la cual ha sido creado. Para obras de ingeniería, como carreteras, edificios, casas, puentes, represas, etc., se calcula en años, sobre todo para efectos de su amortización, ya que en general estas obras continúan prestando utilidad mucho más allá del tiempo estimado como vida útil para el análisis de factibilidad económica.



# CONCLUSIONES.

Podemos concluir que las ventajas que muestra el panel covintec en comparación con los materiales más comunes (tabique y mampostería) para la construcción son muy buenas, en especial en los tiempos de construcción ya que esto representa un mayor avance y una economía en mano de obra. Además, de su ligereza que es bastante favorable en zonas con suelos bastante compresibles y con alta incidencia sísmica.

El diseño estructural para el panel covintec es simple ya que no es nada extraño a lo ya conocido y ejecutado con otros métodos constructivos, y que con ayuda del manual existente para este material solo hay que considerar los aspectos del diseño que nos ocuparon.

Los pocos castillos y vigas que se hicieron necesarios en el diseño de la casa habitación serán prefabricados (Armex).





# REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Arnal Simón, Luis. Betancourt Suárez, Max. (1924). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. (5ª ed.). México: Trillas.

Comisión Federal de Electricidad. (1969). Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo. (ed. 2008). México: CFE.

González Cuevas, O. Robles Fernández, F. (1974). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. (3ª ed.). México: Limusa noriega editores.

Meli, R. (1985). Diseño estructural. (3ª ed.). México: Limusa noriega editores.



Pérez Alamá, Vicente. (1993). Diseño y cálculo de estructuras de concreto reforzado por resistencia máxima y servicio. México: Trillas.

Manual de diseño del sistema Qualypanel Covintec. (n.d.). Consulta del 15 de Febrero, 2012, de <http://es.scribd.com/doc/48265908/MANUAL-TECNICO-convintec>