

ANTECEDENTES

1. Generalidades.-

Si nos remontamos hacia muchos años atrás, y desde ahí partimos hasta nuestros tiempos fijándonos en la historia de las estructuras; desde el punto de vista ingenieril, podremos apreciar que los métodos de construcción de edificios han evolucionado, presentando nuevas alternativas con grandes ventajas con la reducción de material y una ejecución mas rápida, cumpliendo los requisitos de diseño que son: resistencia, economía, confort, las cuales vienen de la mano con la estética, funcionalidad y seguridad .

Uno de los elementos estructurales más importantes y delicados son los entrepisos, los cuales separan un piso del otro, a los que se conoce como: losas, placas o forjados; siendo éstos generalmente horizontales, recibiendo directamente las cargas y transmitiéndolas horizontalmente a los restantes elementos de la estructura.

En principio, el material que conformaba este elemento estructural era la madera ya que éste material ha sido casi exclusivo en Europa para la estructura de forjados horizontales trabajando a flexocompresión, junto a su accesibilidad, han sido sin duda los factores determinantes, pero ésta exclusividad sólo fue hasta el siglo XIX.

El detalle constructivo no requería ninguna ciencia, de ahí que ésta estructura se encuentre ya en las primeras viviendas de la antigüedad. Conforme la distancia entre las paredes se hacía mayor, era preciso recurrir a distintos órdenes de maderos y así nacieron los sistemas de vigas y viguetas (bovedillas), con lo que resultaban soluciones más económicas. Puesto que el momento resistente de las secciones requeridas aumenta con el cuadrado de la luz salvada; crear distintos órdenes implicaba reducir el número de vigas de gran escuadría, difíciles de obtener y manejar.

Desde la Edad Media en adelante, éstos forjados de piso compuesto por vigas de madera acodaladas a intervalos regulares, formando recuadros solían enriquecerse

con molduras; entre todos los Ejemplos posibles, puede mencionarse el techo de la Catedral de Pisa o el del Salón del Trono de la Aljafería de Zaragoza.

A lo largo de la segunda mitad del siglo XIX el perfil metálico reemplaza a la vigueta de madera, sin modificar la concepción general del techo, sin que esta sustitución suponga más mejora que la mayor resistencia mecánica y que el forjado no esté sometido a los riesgos de deformación que implicaba el uso de las maderas con deficiencias de secado.

Después de la segunda guerra mundial las limitaciones en el uso de elementos metálicos, llevan al forjado a su momento más bajo de calidad. La cantidad de acero utilizado se convierte en una obsesión y agudiza el ingenio buscando soluciones cada vez más apuradas, para arañar algunos gramos de material en cada metro cuadrado; dando lugar a la conjunción hormigón y acero que se conoce como H°A°.

En 1906 se construyó la primera losa de H°A° ideada por C. A. P. Turner, este tipo de losa alcanzó gran popularidad en Estados Unidos y en Europa, donde la mayor parte de los edificios de plantas construidas hasta la década de los cincuenta, se proyectaban y realizaban con pisos a base de losa maciza apoyada en vigas, presentando generalmente un espesor sorprendentemente reducido, con armaduras de pequeño diámetro próximas a su cara inferior y, muchas veces, con hormigón de escasa calidad.

Las primeras losas de hormigón, simplemente apoyadas a su comienzo sobre muros y vigas de carga, pasaron rápidamente a empotrarse en las vigas, obteniéndose mayores luces libres entre suelos y techos, y un considerable aumento de la capacidad resistente del conjunto frente a las acciones gravitatorias y horizontales.

Como la intención era buscar nuevas técnicas y alternativas; las cuales presenten siempre ventajas con la reducción de material y con una ejecución más rápida, se da lugar a las placas aligeradas las cuales están constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión, usando casetones o moldes que pueden

ser perdidos o recuperables logrando así aligerar en gran manera los entrepisos pudiéndose alcanzar mayores alturas y menor peso en las edificaciones.

Existen dos tipos de placas aligeradas: las que llevan nervios paralelos en una dirección, que se las conoce como placas unidireccionales, y las que llevan nervios de rigidización en dos direcciones, llamadas placas aligeradas reticulares, simplemente aligeradas o forjados reticulares.

Estos forjados tuvieron su desarrollo y gran popularidad en España, donde se hicieron estudios e investigaciones a detalle de los materiales, esfuerzos, métodos de diseño, deformaciones, control de calidad y patología de los forjados.

En la actualidad en Estados Unidos se han desarrollado métodos simplificados de cálculo basados en el comportamiento real de las estructuras, estos métodos son adoptados por el código ACI- 318-83 y posteriores hasta el ACI-318-08.

En Bolivia también tuvieron lugar los tipos de estructuras mencionados, como los forjados de madera (pisos machihembrados sobre viguetas), dando un salto a las losas macizas de H^oA^o, luego a las losas alivianadas unidireccionales y en dos direcciones y actualmente mejorando las características de estos elementos estructurales con la aplicación del hormigón Pretensado, adoptando las normas vigentes para el diseño de las estructuras.

Así como fueron llegando nuevas técnicas a Bolivia, a nuestro Departamento (Tarija), se las fue adoptando con la visión de la evolución en la búsqueda de nuevas técnicas y ventajas en la construcción.

Actualmente existe un método compuesto, se lo puede identificar como una **estructura mixta de celosía espacial y capa de compresión de H^oA^o**, la cual trabaja como una losa en dos direcciones. Esta losa tuvo su origen en México desde 1962, el Ingeniero Civil Heberto Castillo desarrolló este sistema estructural de entrepiso tridimensional mixto de acero y concreto al que lo llamó **TRIDILOSA**, del cual se conoce el funcionamiento y las ventajas que se buscan en una losa, que sea liviana, cumpliendo la resistencia mínima, y fácil de ejecutarla, ya que se podría decir que es

prefabricada o parcialmente fabricada con lo cual se optimiza el tiempo de ejecución. Como se puede ver quizás este método tenga más ventajas que los forjados bidireccionales en lo económico, pero se sabe que los forjados son más rígidos lo cual nos lleva a la incógnita ¿Cuál de estos tipos de forjados será mejor para aplicar a una edificación?

Esta interrogante se la puede contestar después de realizar una comparación técnica-económica entre estos dos tipos de losas alivianadas, buscando una mejor función al menor costo, ya que esta pregunta inquieta al encarar la búsqueda de una mejor alternativa de solución de una edificación y tradicionalmente se recurre al forjado convencional de semiviguetas como la alternativa más favorable, descuidando la tecnología actual y los nuevos materiales y métodos de estudio.

2. Identificación del Problema.-

Debido a que en Tarija, actualmente, en la construcción de estructuras se ocupan espacios grandes alcanzando grandes alturas en las edificaciones, de manera que al crecer el tamaño de una estructura es proporcional el aumento de peso, lo cual lleva al aumento de sección de los elementos estructurales, ocupando más material, más tiempo y más dinero, situación que no nos favorece para nada.

Los entrepisos además de la función que le proporciona a la estructura en conjunto, le proporciona también cargas considerables, es por esto que en estructuras de varios pisos se busca aligerar éstos, tal es el caso de las placas aligeradas las cuales están constituidas por nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión, técnica que aligera notablemente a la estructura en peso y por ende en economía.

Cuando se generan estructuras de edificación de varios pisos, el tamaño de los soportes se incrementa proporcionalmente al de la estructura; si además se desea salvar luces grandes las vigas incrementarán sus solicitaciones en razón proporcional al cuadrado de la luz que salvan. Estas dos premisas nos orientan a que es necesario reducir el peso propio de los forjados, utilizando nuevas técnicas: una de ellas es el

forjado bidireccional y otra la estructura mixta bidireccional (**TRIDILOSA**); se hace mención a estas técnicas pues son las que se analizarán en el presente trabajo.

El forjado bidireccional consiste en nervios unidos monolíticamente a una losa de compresión, la estructura así formada admite que sus flexiones pueden ser descompuestas y analizadas según la dirección de armado; pertenece a la familia de losas de hormigón armado no homogéneas.

La losa mixta consiste en un armadizo de fierro redondo formando cerchas rectas soldadas de manera que trabaje a la flexión en las dos direcciones, estas cerchas pasan a empotrarse en las vigas, quedando formada de esta manera una parrilla superior y otra inferior con intervalos pequeños a cada lado y de espesor reducido, tomando la característica de prefabricado o parcialmente fabricado. Las cerchas rectas en dos direcciones dan lugar a un emparrillado inferior y superior, el emparrillado superior queda embebido en una capa de hormigón solicitado a compresión y el emparrillado inferior queda libre y solicitado a esfuerzos de tracción.

“Por lo tanto en la evolución de las estructuras se busca también la evolución de técnicas y métodos, que **optimicen** el funcionamiento de los elementos superficiales en las edificaciones; logrando estructuras livianas, económicas, que cumplan con los requisitos de resistencia y que sean de ejecución rápida”.

2.1. Hipótesis.- La tridilosa es técnica y económicamente más factible que el forjado bidireccional.

3. Objetivos.-

3.1. Objetivo General.-

Verificar alternativas de diseño en pos de la optimización estructural, realizando una comparación técnica-económica de losas aligeradas (forjado bidireccional vs. forjado mixto) aplicado a una estructura tipo, mostrando ventajas y desventajas de un método constructivo ya conocido con otro que recientemente se está empleando en las edificaciones.

3.2. Objetivos Específicos.-

- Realizar el diseño y verificación en una estructura tipo, de las losas y de los demás elementos estructurales que componen dicha estructura.
- Realizar una comparación técnica – económica de un forjado bidireccional con un forjado mixto, donde se podrá ver cual entrepiso será mejor aplicar desde el punto de vista de resistencia, economía y tiempo de ejecución.
- Demostrar las ventajas de la introducción de nuevas técnicas en la construcción de edificios, logrando estructuras livianas que cumplan las condiciones de diseño, acelerando el proceso de ejecución empleando elementos prefabricados o parcialmente fabricados; logrando con éste terminar la obra en menor tiempo, elevar las ganancias, evitar condiciones ambientales indeseadas, con el mejor control de los elementos empleados.
- Brindar un documento del diseño de elementos estructurales (entrepisos) donde se pueda marcar claramente los resultados de una comparación, después de un análisis de cargas, cálculo de esfuerzos y dimensionamiento.
- Proporcionar al profesional la mejor alternativa de diseño que confirme la decisión sobre qué método será mejor emplear.
- Encaminar a nuestra región hacia un contexto de modernización desechando técnicas y metodologías constructivas no contemporáneas (obsoletas), mediante la aplicación de nuevas técnicas para estar a la par de los países desarrollados.

4. Planteamiento de Alternativas de Solución.-

Las alternativas de solución para una edificación pueden ser muchas, pero el profesional que encara dicha edificación deberá justificar la alternativa adoptada, por lo tanto si realizamos un análisis para los diversos tipos de estructuras pueden existir infinidad de soluciones, dependiendo de su magnitud y la finalidad de la edificación, por lo tanto para cada tipo de estructura se realizará un análisis independiente y particular.

Por ejemplo: para una edificación de un solo piso se podría optar por una losa maciza, diseñándola de una altura o espesor tal, que mejore las condiciones de rigidez y de economía, lográndose tal vez, hasta menores costos que una losa alivianada pero casi sin importarnos el de tener mucho cuidado del peso que pueda tener ésta, ya que las medidas que se tomen serán menores al ser una edificación solo de un piso. Esta es una alternativa de solución pero sólo para este caso en particular.

Actualmente Tarija se está encaminando hacia un contexto de modernización, resultando de esto la adopción de nuevas técnicas de construcción, logrando construir en una área limitada edificios muy altos, por lo cual se busca aligerar la estructura y qué mejor que la aplicación de losas nervadas o forjados que presentan una interesante alternativa, debido a su factibilidad económica ya que se ahorra al reducir material con la utilización de elementos aligerantes; ésta alternativa de solución es muy aceptada por los estructuralistas.

En busca de nuevas técnicas y de aligerar las losas de los edificios, nace otra alternativa que es aplicar un reciente método de constitución mixta (acero-hormigón); que es una losa aligerada, la misma que cumple los requisitos de diseño y además ahorra tiempo en su aplicación al ser prefabricada o parcialmente fabricada .

Se puede apreciar que ahora se tiene más soluciones para escoger y aplicarlas en un edificio, lo cual nos lleva a la esencia del problema a hacer una comparación técnica-económica entre (forjados bidireccionales vs. forjados mixtos), entre los cuales se elegirá la losa que además de cumplir los requisitos de diseño, presente mas ventajas tanto en lo económico como en el tiempo de ejecución, brindando de esta manera: a las edificaciones menor peso, estética y belleza, al constructor mas facilidad en el manejo y construcción de la estructura motivándole con las nuevas técnicas de ejecución, al propietario gran satisfacción al entregarle una estructura económica, segura y en menor tiempo.

5. Resultados Propuestos.-

- Realizar estudio teórico práctico de los forjados bidireccionales y forjados mixtos buscando la mejor alternativa de diseño aplicado a un edificio tipo.
- Conocer las virtudes y realizar el análisis y diseño de estas losas y de los sustentos de la losa que son las vigas y columnas con la introducción de nuevas técnicas.
- Comparación técnico-económica de los tipos de losas aliviadas mencionadas.
- Documentar este trabajo que de alguna manera va a incentivar la introducción de nuevas técnicas, las cuales se las podrá aplicar con mayor confianza posteriormente.
- Brindar al profesional los datos suficientes para que pueda justificar con los requisitos de resistencia, economía y ejecución más rápida, su elección de la mejor alternativa confirmando con la aplicación de la misma en una edificación.
- Elaborar los planos estructurales y de detalle.
- Conclusiones y Recomendaciones.

CAPITULO I

MARCO REFERENCIAL

1.1.-Forjados.-

1.1.1.-Definición.-

Es un elemento estructural, generalmente horizontal, que recibe directamente las cargas y las transmite a los restantes elementos de la estructura. Adicionalmente, el forjado materializa la separación entre plantas consecutivas y desempeña otras funciones como aislamiento entre plantas y soporte de acabados.

1.1.2.-Función que Cumple el Forjado.-

- a) Recibir las cargas y transmitir las a las vigas y/o pilares y por éstos a la cimentación y al terreno.(figura 1)

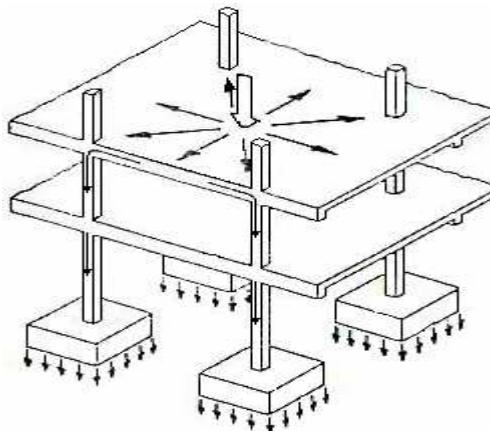


Figura 1. Forjado transmitiendo cargas a los pilares y cimentaciones

- b) Dar rigidez transversal a las vigas.
- c) Cuando se asocia monólicamente a las vigas, incrementar la capacidad resistente a flexión y torsión de éstas.
- d) Solidarizar horizontalmente los entramados a nivel de cada planta, esto hace que cualquier fuerza horizontal sobre un entramado debida a asimetría en su forma, en sus cargas verticales o a acciones horizontales, se transmita a los

restantes entramados de la estructura, que colaboran, por tanto, en resistir esa fuerza y en reducir la traslacionalidad de la estructura.

En particular, los forjados pueden funcionar (si los detalles constructivos se diseñan adecuadamente), como grandes vigas frente a las acciones horizontales de viento, sismo, etc., haciendo que todos los entramados y pantallas colaboren en resistir a este tipo de acciones.(figura 2)

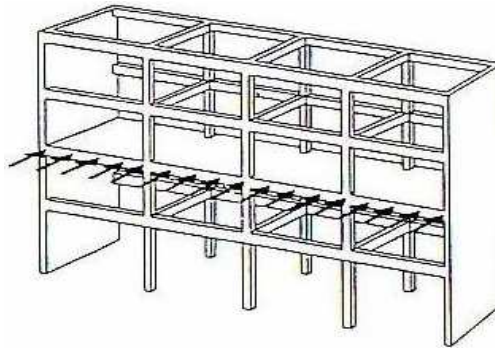


Figura 2. Forjado funcionando como grandes vigas frente a acciones horizontales

1.1.3.-Tipos de Forjados.-

Desde los puntos de vista más esenciales los forjados se clasifican:

a) Por el sistema de transmisión de cargas.

- Unidireccionales.- Flectan básicamente en una dirección y transmiten las cargas a las vigas y éstas, a los soportes. (figura 3)

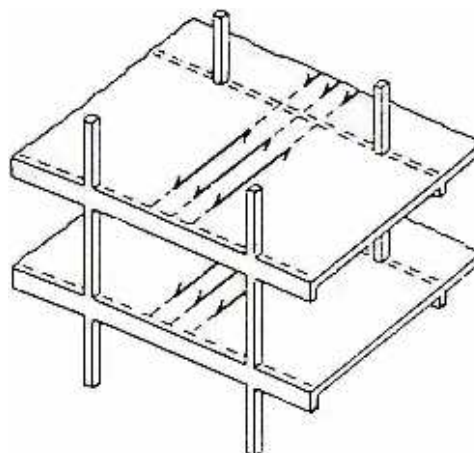


Figura 3. Forjado unidireccional

- Bidireccionales.- Flectan en dos direcciones y transmiten las cargas bien a las vigas en dos direcciones (placas sobre vigas dispuestas en dos direcciones) (figura 4), o bien directamente a los pilares (forjados reticulares). (figura 5)

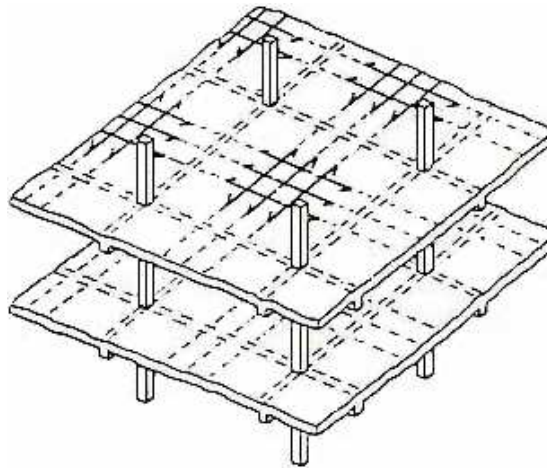


Figura 4. Forjado bidireccional transmitiendo las cargas a las vigas en dos direcciones

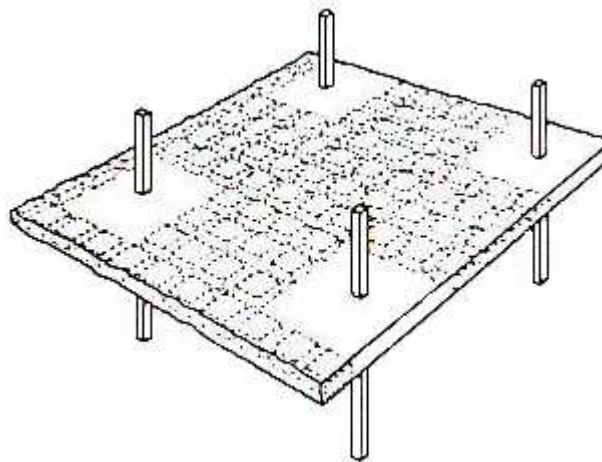


Figura 5. Forjado bidireccional transmitiendo las cargas a los pilares

b) Por el sistema de ejecución.- Se clasifican en:

- Forjados construido totalmente “in situ”.- En la figura 6 a) y b), se presentan dos tipos de ejecución de losas en el sitio.

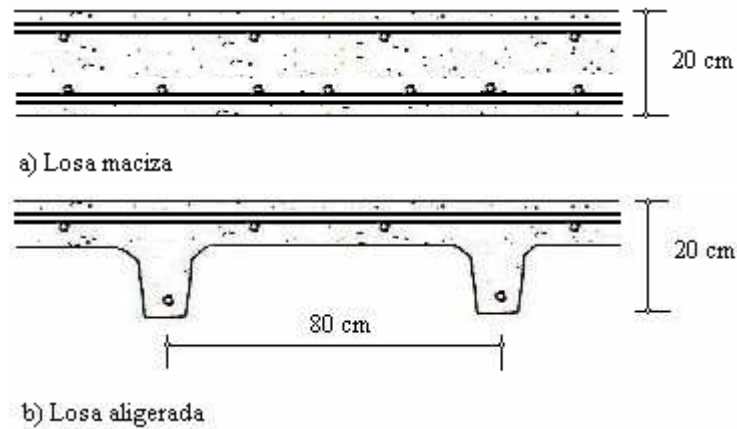


Figura 6. Losas armadas "in situ"

- Forjados parcialmente prefabricados.- En la figura 7 a), b), c) y d), se presentan los tipos de ejecución de losas parcialmente prefabricadas.

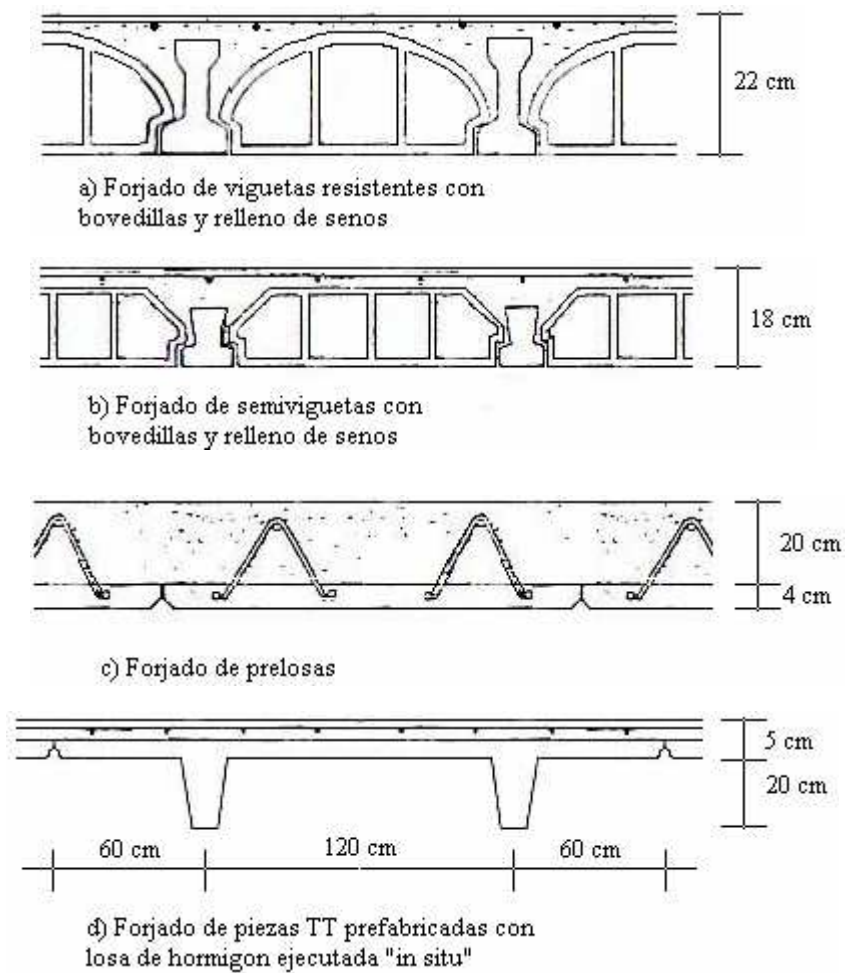


Figura 7. Losas parcialmente prefabricadas

- Forjados totalmente prefabricados.- Son aquellos que en obra requieren exclusivamente labores de montaje o pequeñas operaciones de relleno de juntas. En la figura 8 a), b) y c), se presentan los tipos de losas prefabricadas con medidas orientativas.

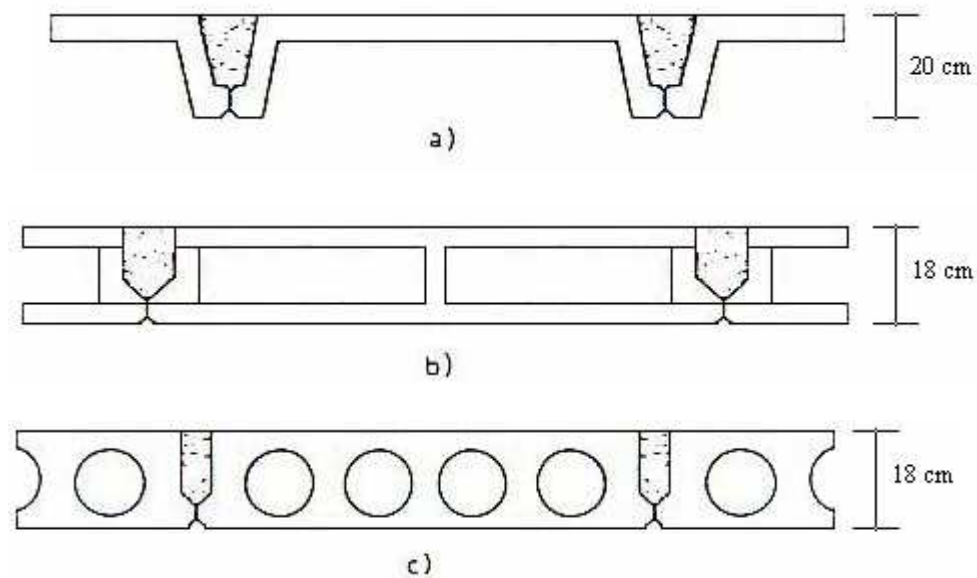


Figura 8. Losas prefabricadas

c) Por el grado de hiperestaticidad.-

- Forjados simplemente apoyados.- Su empleo queda reducido casi exclusivamente a cubiertas.

- Forjados continuos.- Son los de empleo más general y los que cumplen realmente las funciones de rigidez transversal a las vigas y solidarizan horizontalmente los entramados a nivel de cada planta; este tipo de forjados es el más utilizado.

d) Por su constitución.-

- Forjados de losa maciza. (figura 6 a)

- Forjados de losa aligerada. (figura 6 b)

- Forjados de viguetas resistentes.- (figura 7 a) Pueden subdividirse según que el relleno de senos se realice con material colaborante desde el punto de vista resistente

(hormigón), o con material no colaborante, o no considerado como tal (hormigón pobre, carbonilla, escoria, etc.)

- Forjado de semiviguetas.- (figura 7 b), con relleno siempre colaborante.

e) Por su armadura.-

- Forjados armados.- cuando toda su elaboración es en el sitio lográndose estructuras monolíticas.

- Forjados pretensados.- Casi en su totalidad se realizan con armaduras preesforzadas.

En el caso de forjados de semiviguetas pretensadas, los momentos negativos son absorbidos con armaduras pasivas, por lo que estamos en un caso de sección compuesta, con armaduras activas pretensas para resistir los momentos positivos y armaduras pasivas para resistir los momentos negativos.

-Forjados con pretensado parcial.- Es decir, aquellos en que la armadura está constituida simultáneamente por armaduras activas y pasivas.

-Tridilosa.- Es un forjado mixto parcialmente prefabricado con celosías de redondos espaciales en dos direcciones. (figura 9)

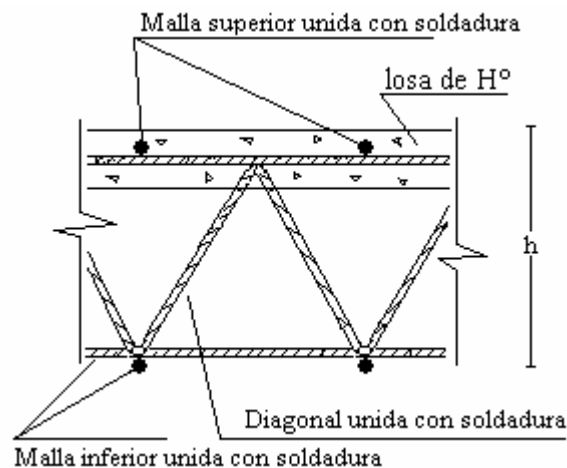


Figura 9. Corte transversal de forjado mixto

1.2.-Forjados Reticulares (bidireccional).

1.2.1.-Introducción.-

Los forjados reticulares pertenecen a la familia de las losas de hormigón armado, no homogéneas, aligeradas y armadas en dos direcciones ortogonales. La estructura así formada, admite que sus flexiones puedan ser descompuestas y analizadas según las direcciones de armado, y forma con los soportes un conjunto estructural espacial, capaz de soportar las acciones verticales muy adecuadamente y las horizontales razonablemente bien.

Los parámetros básicos que definen las características del forjado reticular (figura 10) son:

- Separación entre ejes de nervios (e)
- Espesor básico de los nervios (b)
- Canto total de la placa (H)
- Altura del bloque aligerante (h)
- Espesor de la capa de compresión (c)

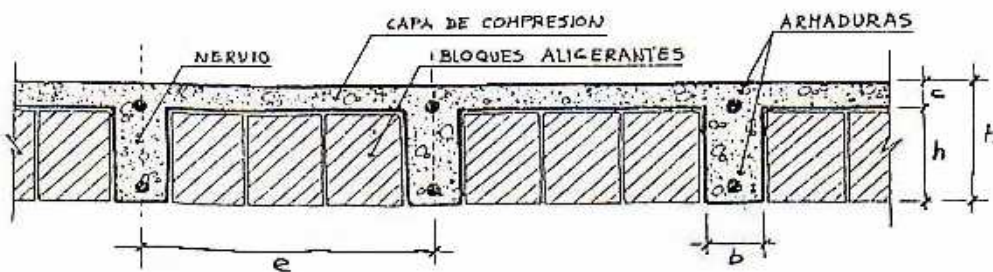


Figura 10. Sección transversal de la zona aligerada de un forjado reticular

1.2.2.-Materiales.-

Los materiales necesarios para constituir los forjados reticulares son: El hormigón, los aligeramientos y las armaduras.

1.2.2.1.- Hormigón.-

El hormigón es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones

determinadas de concreto, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo.

Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicicionantes, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

1.2.2.1.1. Propiedades del Hormigón.-

Propiedades del hormigón fresco: El hormigón fresco es un material esencialmente heterogéneo, puesto que en él existen tres fases: La sólida (áridos y cemento), la líquida (agua), y la gaseosa (aire ocluido).

Entre las propiedades del hormigón fresco podemos citar, como mas importantes, la consistencia, la docilidad, la homogeneidad y el peso específico.

- a) **Consistencia:** Es la mayor o menor facilidad que tiene el hormigón fresco para deformarse. Varía con multitud de factores: Cantidad de agua de amasado sobre todo, tamaño máximo, granulometría, forma de los áridos, etc.
- b) **Docilidad:** La docilidad, concepto de difícil definición, puede considerarse como la aptitud de un hormigón para ser puesto en obra con los medios de compactación de que se dispone. Esta trabajabilidad del hormigón está relacionada con la deformabilidad (consistencia), con su homogeneidad, con la trabazón de sus diferentes componentes y con la mayor o menor facilidad que la masa presente para eliminar los huecos de la misma (aire ocluido), alcanzando una compacidad máxima.
- c) **Homogeneidad:** Es la cualidad por la cual los diferentes componentes del hormigón, aparecen regularmente distribuidos en toda la masa, de manera tal que dos muestras tomadas de distintos lugares de la misma resulten prácticamente iguales. La homogeneidad se consigue con un buen amasado y, para mantenerse se requiere un transporte cuidadoso y una colocación adecuada.

- d) **Peso Específico:** Un dato de gran interés como índice de la uniformidad del hormigón en el transcurso de una obra, es el peso específico del hormigón fresco, sea sin compactar o sea compactado.

Propiedades del Hormigón Endurecido: Entre las propiedades más importantes del hormigón endurecido tenemos el peso específico, la compacidad y la permeabilidad.

- a) **Peso Específico:** El peso específico del hormigón endurecido depende de muchos factores, principalmente de la naturaleza de los áridos, de su granulometría y del método de compactación empleado.

De todas formas las variaciones del peso específico de los hormigones normales son pequeñas, pudiendo tomarse en los cálculos el valor de 2300 kg/m³ para los hormigones en masa y 2400 ó 2500 kg/m³ para los hormigones armados.

- b) **Compacidad:** La compacidad, íntimamente ligada al peso específico, depende de los mismos factores que éste, sobre todo del método de consolidación empleado.

Una buena compacidad proporciona una mayor resistencia mecánica (frente a esfuerzos de impacto, desgaste, vibraciones, etc.), además proporciona mayor resistencia física (efectos de la helada) y química frente a las acciones agresivas, ya que, al contener una cantidad mínima de huecos o porosidades, las vías de penetración de los agentes exteriores también son mínimas.

- c) **Permeabilidad:** El agua puede penetrar en el hormigón sea por presión (depósitos, conducciones, etc.), sea por capilaridad (contacto con medio húmedo). Cuando un hormigón ha sido correctamente dosificado, confeccionado y colocado, resulta por lo general impermeable, por si mismo, tanto más cuanto menor sea su red capilar, es decir cuanto mayor sea su compacidad.

1.2.2.1.2. Características Mecánicas del Hormigón.-

Resistencia Característica del Hormigón: La resistencia a compresión simple es la característica mecánica más importante de un hormigón. Su determinación se efectúa a través de un control estadístico de ensayos realizados con probetas cilíndricas generalmente normalizadas a dimensiones de 30 cm. x 15 cm.

Se define la resistencia característica del hormigón (f'_c), como aquel valor que presenta un grado de confianza del 95%, es decir, que existe una probabilidad de 0.95 de que se presenten valores individuales de resistencias de probetas mas altos que f'_c . De acuerdo a esta definición y admitiendo la hipótesis de distribución estadística normal, la resistencia característica viene dada por la expresión:

$$f'_c = f'_{cm} (1 - 1,64 S)$$

Donde: f'_{cm} es la resistencia media y S es la variación de la población de la resistencia

Resistencia del Hormigón a la Tracción: Aunque no suele contarse con la resistencia a tracción del hormigón a efectos resistentes, es necesario conocer su valor porque tiene cierta influencia en fenómenos como la fisuración, el esfuerzo cortante, la adherencia y deslizamiento de la armadura.

Al igual que la resistencia a compresión, la resistencia del hormigón es determinada a partir de los ensayos de las probetas cilíndricas de 30 cm. x 15 cm., a través del ensayo del hendimiento.

Cuando la tensión de tracción es constante en toda la sección transversal del cilindro su tensión vale:

$$f_t = \frac{2 * F}{\pi * D * H}$$

Para compensar la compresión junto a los bordes de aplicación de la carga se utiliza un coeficiente de corrección dado por:

$$f_t = \frac{0,55 * F}{D * H}$$

Donde: F = Fuerza de aplicación a la probeta

D = Diámetro de la probeta

H = Altura de la probeta

1.2.2.1.3. Características Reológicas del Hormigón.-

Recordemos que la Reología es la rama de la Mecánica que estudia la evolución de deformaciones de un material, producidas por causas tensionales, a lo largo del tiempo.

Se ha definido con cierto acierto al hormigón como un pseudosólido elasto – visco – plástico, haciendo con eso referencia a su compleja reología, que participa de las características de los tres tipos de cuerpos mencionados: Los elásticos, los viscosos y los plásticos. No extrañará esta complejidad si recuerda que en el hormigón coexisten la fase sólida (áridos y cemento), la fase líquida (agua) y la gaseosa (aire ocluido).

1.2.2.2. Aligeramientos.-

El aligeramiento consiste en colocar casetones o moldes que pueden ser perdidos o recuperables, con la finalidad de disminuir la cantidad de materiales a utilizar en el forjado, lo que a la vez disminuiría el peso propio de la estructura.

1.2.2.2.1 Características Generales.-

En los elementos estructurales sometidos a esfuerzos de flexión, la zona traccionada de hormigón, en los cálculos se considera que no proporciona ningún aporte para soportar los esfuerzos de tracción, los cuales se asumen que son absorbidos en su totalidad por la armadura. Por tanto podemos indicar que la principal función que cumple el hormigón en la parte traccionada, es de ligar la armadura con la zona comprimida. Ante esta situación los aligeramientos nos proporcionan una alternativa muy interesante al minimizar la mayor cantidad posible de hormigón, sin descuidar la función anteriormente mencionada.

Al minimizar la cantidad de hormigón, la estructura tendrá menor peso propio y por consiguiente los esfuerzos serán menores, provocando una considerable disminución

en la cantidad de armadura a utilizar. Por lo anteriormente señalado, los aligeramientos constituyen una alternativa económicamente y estructuralmente viable.

Además, los aligeramientos dependiendo del material a utilizar, pueden constituir la base para conformar un aislamiento acústico y/o térmico, que hoy en día constituye uno de los requisitos mínimos que debe proporcionar toda estructura al usuario.

1.2.2.2.2. Clases de Aligeramientos.-

Los aligeramientos de los forjados, pueden formarse utilizando elementos de encofrado recuperable o perdido.

Aligeramiento con Encofrado Recuperable: Este tipo de aligeramiento consiste en formar huecos con moldes recuperables de plástico u otro material.

Aligeramiento con Encofrado Perdido: Esta clase de aligeramiento se forma al incorporar al forjado casetones, moldes o bovedillas de cerámica, plastoformo, mortero de cemento, fibra de madera aglomerada, bloques huecos de cartón, plástico u otro material lo suficientemente rígido que no produzca daños al hormigón ni a las armaduras.

Generalmente los elementos de encofrado perdido se consideran como no resistentes, (es decir que aunque puedan aportar de alguna manera a la resistencia de la pieza), se considera nula su resistencia para fines de cálculo.

A continuación daremos las características de los moldes o casetones mas utilizados en nuestro medio:

Plastoformo: Este tipo de aligeramiento es uno de los más utilizados en nuestro medio, y presenta como principales ventajas su reducido peso propio, además de servir como aislante térmico y acústico.

Cerámica: Este tipo de aligeramiento está conformado por piezas de cerámica y tiene como única restricción que no esté constituido por materiales agresivos al hormigón o

a las armaduras. A pesar que llegan a tener una resistencia característica de rotura en vano mayor a 100 kg, su posible colaboración se desprecia en el cálculo.

La carga característica en vano, se mide sobre un número de piezas no inferior a seis, después de 24 horas de inmersión en agua. La pieza se coloca con entrega de por lo menos un centímetro sobre los tablones paralelos y la carga se aplica en centro de vano hasta la rotura, sobre un tablón de 5 cm. de espesor. (figura 11)

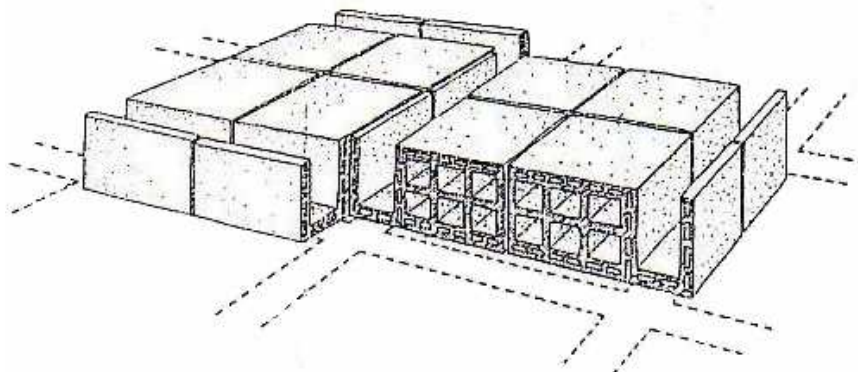


Figura 11. Forjado reticular con bloques aligerantes de tipo cerámico

Hormigón: En su momento el forjado reticular mas construido fue aquel que posee un entre eje en los nervios de 80 cm. y un espesor de los mismos de 10 cm. lo cual exige una cuadrícula de aligeramiento de 70 x 70 cm. formada por bloques diversos.

El aligeramiento de 70 x 70 cm. suele realizarse con bloques perdidos de hormigón en número de tres, cuatro y seis piezas. El primer tipo formado por tres piezas prácticamente ha quedado restringido al empleo del hormigón ligero, ya que el peso de las mismas, fabricadas con hormigón normal resultan de muy difícil manejo en obra. El uso de los bloques aligerantes fabricados con áridos ligeros, tampoco se ha llegado a imponer en el mercado por su mayor precio, no obstante de tener cualidades técnicas muy interesantes como: Menor peso propio, mejor comportamiento térmico, fácil manejo. (figura 12)



Figura 12. Casetones aligerantes habituales formados con diversos tipos de bloques de hormigón

Casetones de Plástico: Se utilizan para la construcción de forjados, disponiendo unas cubetas de plástico que se retiran una vez fraguado y endurecido el hormigón, resultando unas oquedades muy vistosas y agradables visualmente. El empleo de este forjado está reducido al ámbito de garajes y obras especiales de gran luz y elevadas cargas de servicio. (figura 13)

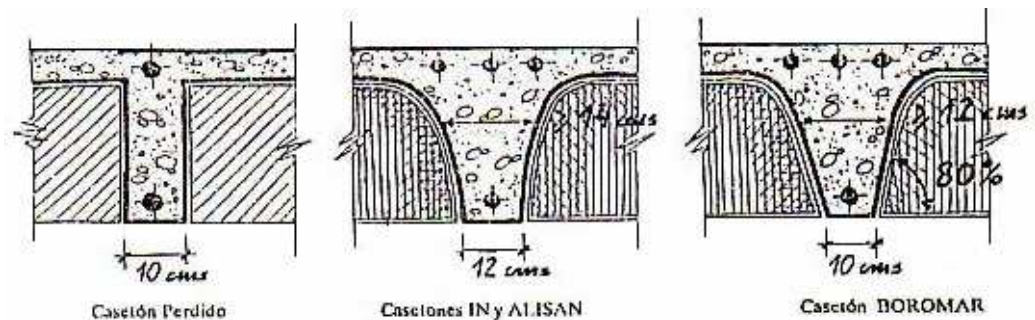


Figura 13. Tipos de casetones

Los nervios que se originan en los forjados reticulares construidos con moldes recuperables, son de mayor sección que los de bloques perdidos, y su forma estructural es netamente superior. La necesidad de facilitar el desmoldeo, obliga a emplear piezas abovedadas que permitan ser retiradas con sencillez y es por ello, que los diseños de las piezas comerciales actualmente en el mercado, proporcionan indirectamente secciones estructurales armónicas y muy resistentes.

Los nervios estructurales derivados del uso de los casetones BOROMAR son los más débiles, aunque también resultan ser los que proporcionan menor consumo en litros de hormigón por m^2 . Los techos que se obtienen usando las cubetas de plástico recuperables, todavía no han encontrado su justo hueco en el diseño arquitectónico.

Una correcta ubicación de este tipo de forjado y una adecuada modulación de oquedades totales empleando las medias cubetas, junto a los macizados de ábacos y elementos de borde, posibilitan la obtención de efectos estéticos de gran validez arquitectónica.(figura 14)

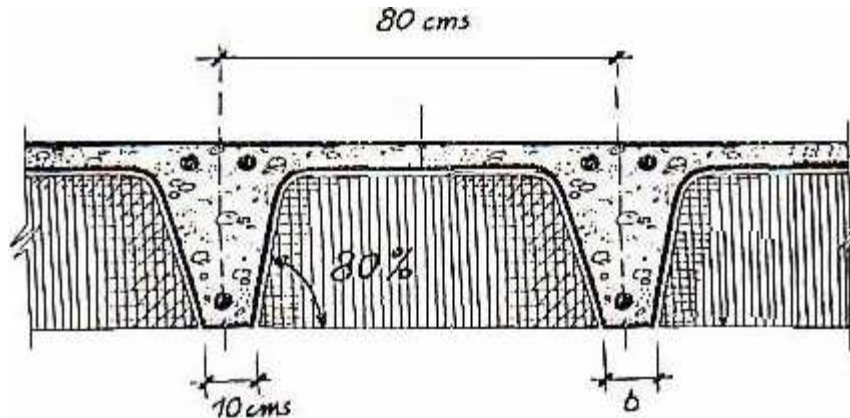


Figura 14. Nervios configurados con cubetas de tipo BOROMAR. Una vez adoptado el sistema de aligeramiento y los ejes de modulación de nervios, no es necesario tomar precauciones adicionales de tipo alguno y por supuesto, no es imprescindible que ningún nervio pase por encima de los soportes.

Sistema de Aligeramiento Continuo: Tiene gran poder de aislamiento fundamentalmente térmico, que se logra utilizando dos tipos de piezas, (bases y sombreretes), de poliestireno expandido ignifugado. Tal aligeramiento – aislamiento constituye una unidad continua según ambas direcciones del forjado, y se configura embridando las bases mediante los sombreretes, de modo que cada sombrerete embrida a cuatro bases y cada base se embrida por cuatro sombreretes, uno por cada esquina. La principal virtud de este sistema está en su ligereza (menor peso propio) y en sus cualidades aislantes. (figura 15)

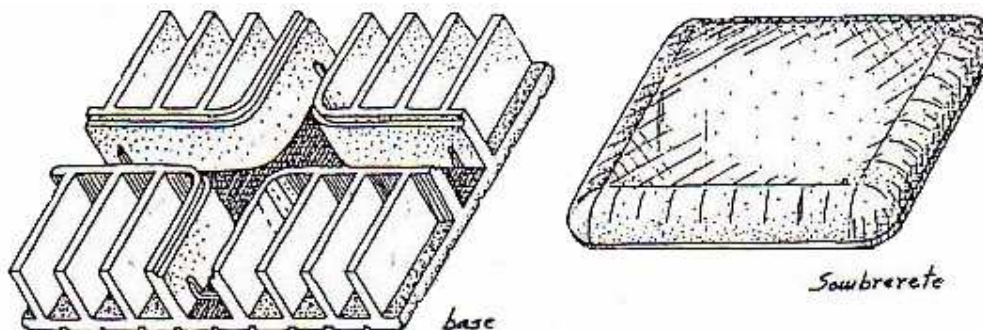


Figura 15. Conjunto patentado de poliestireno expandido

1.2.2.3. Armaduras.-

El hormigón simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero es débil para resistir la tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Para resistir el esfuerzo de tracción, se emplea refuerzos de acero, generalmente las armaduras en forma de barras, colocadas en zonas donde se puede prever que se desarrollarán esfuerzos de tracción bajo solicitaciones de servicio. El acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia del hormigón a esfuerzos de tracción.

El uso de la armadura no está restringido a la finalidad anterior. También se emplean en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al hormigón, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión.

1.2.2.3.1. Barras Lisas.-

Se consideran barras lisas aquellas que, aún presentando resaltos en su superficie, como las corrugadas, no alcancen los resultados exigidos en el ensayo de homologación de adherencia. Son de uso cada vez menos frecuente, debido a que las corrugadas presentan ventajas sobre ellas, tanto desde el punto de vista técnico como económico.

1.2.2.3.2. Barras Corrugadas.-

Se entiende como barra corrugada aquella que cumple con los requisitos de ensayo de adherencia.

Existen dos tipos de barras desde el punto de vista del proceso de fabricación. Las barras de dureza natural están fabricadas exclusivamente por laminación en caliente, alcanzándose en esta etapa la resistencia requerida. Las estiradas en frío, además de laminarse en caliente, se someten posteriormente a un proceso de estirado y torsión en frío, que aumenta el límite elástico y la carga de rotura y reduce el alargamiento.

1.2.2.3.2.1. Características Geométricas y Adherentes.

Las barras empleadas en el hormigón armado deben ajustarse a la siguiente serie de diámetros nominales, expresados en milímetros y pulgadas:

DIAMETROS NOMINALES DE BARRAS DE ACERO ESTRUCTUAL

D (mm)	4,2	6	8	10	12	16	20	22	25	32
D (plg.)		1/4	5/16	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
As (cm.²)	0,138	0,283	0,503	0,785	1,13	2,01	3,14	3,801	4,909	8,04

Las barras deben suministrarse sin grietas, ni mermas de sección superiores al 5 por 100.

El asignar a una barra el número que exprese sus características de adherencia con el hormigón, ha originado gran cantidad de estudio teórico-experimentales, sin que hasta la fecha pueda decirse que se haya resuelto definitivamente.

Existen diversos métodos de ensayos, entre los cuales podemos indicar el ensayo de simple arrancamiento, que es el más tradicional y que consiste en medir la fuerza necesaria para arrancar, el redondo objeto de ensayo, de una probeta de hormigón en que ha sido embebido previamente. Al dividir dicha fuerza por la superficie adherente se obtiene la tensión media de adherencia del acero.

1.2.2.3.2.2. Características Mecánicas.-

Las características mecánicas más importantes para la definición de un acero son: La resistencia, el límite elástico, el alargamiento de rotura y la aptitud al doblado. Las dos primeras califican al acero desde el punto de vista resistente y las dos últimas cuantifican sus cualidades plásticas.

Resistencia o carga unitaria de rotura (f_s): Es la máxima fuerza de tracción que soporta la barra, cuando se inicia la rotura, dividida por el área de la sección inicial de **la probeta**. Se denomina también, mas precisamente, carga unitaria máxima a tracción.

Límite elástico (f_y): Es la máxima tensión que puede soportar la armadura sin que se produzcan deformaciones plásticas o remanentes.

Alargamiento de rotura: Es el incremento de longitud de la probeta correspondiente a la rotura, expresado en tanto por ciento.

$$\frac{\Delta L}{L_0} * 100 \Rightarrow \Delta L = L_f - L_0$$

En donde L_0 y L_f son, respectivamente las longitudes, inicial y final, de la base de medida marcada sobre la probeta.

Ensayo de doblado: Tiene por objeto comprobar la plasticidad del acero necesaria para prevenir roturas frágiles. El fenómeno de rotura frágil, es decir, sin absorción importante de energía, se ve cuando el acero se ve sometido a tensiones multidireccionales aplicadas rápidamente.

El reglamento ACI, establece el ensayo de doblado simple a 180° efectuado a 20° C de temperatura, sobre un mandril cuyo diámetro varía con el tipo de acero y el diámetro de la barra. El ensayo se considera satisfactorio si durante el mismo no han aparecido grietas o pelos en la zona curva de la barra.

1.2.2.4. Hormigón Armado.-

El hormigón en masa presenta una buena resistencia a compresión, como les ocurre a las piedras naturales, pero ofrece muy escasa resistencia a la tracción, por lo que resulta inadecuado para piezas que vayan a trabajar a flexión o tracción. Pero si se refuerza el hormigón en masa disponiendo de barras de acero en las zonas de tracción, el material resultante, llamado hormigón armado, está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

El trabajo en conjunto del hormigón y el acero, es gracias a la adherencia entre los dos materiales. La adherencia ha sido cuantificada y comprobada mediante diferentes ensayos y es ella quien permite la transmisión de los esfuerzos del acero para el hormigón y del hormigón para el acero, asegurando la igualdad de las deformaciones específicas de las barras de acero y del hormigón que las envuelve (hipótesis fundamental en el estudio del hormigón armado). Así es que en las regiones traccionadas, donde el hormigón tiene resistencia nula, tiende a fisurarse y a deformarse, pero gracias a la adherencia arrastra consigo a las barras de acero, haciéndolas trabajar y como consecuencia absorber los esfuerzos de tracción.

Otra característica que permite el trabajo en conjunto de los materiales, es que los coeficientes de dilatación térmica del acero y del hormigón son prácticamente iguales. El hormigón tiene un coeficiente de dilatación térmica de:

$$0,9E - 5\%_C \leq \text{Coeficiente de dilatación térmica} \leq 1,4E - 5\%_C$$

Siendo el valor mas común de $1,0E-5/^{\circ}C$, y el acero tiene un coeficiente de dilatación térmica de $1,2E-5/^{\circ}C$.

Además el hormigón cumple la función de proteger física y químicamente a las armaduras. La protección física se produce por el recubrimiento de las barras de acero por medio de un hormigón bien dosificado y compactado (vibrado). La presencia de la cal que aparece en el endurecimiento del hormigón (fraguado) crea un ambiente alcalino formando una capa protectora alrededor del acero, constituyéndose en un agente de protección química.

1.2.3.-Funcionalidad y Ventajas de la Losa.-

- Desde el punto de vista de transmisión de cargas, al flectar en dos direcciones, transmiten las cargas a las vigas, a pilares, y éstos a las fundaciones y al suelo.
- Solidarizan horizontalmente los entramados a nivel de cada planta.
- Al proporcionar techos planos, nos permite dividir un ambiente en otros más pequeños, con la ayuda de paneles prefabricados a manera de paredes divisorias, que en caso de oficinas dan mayor funcionalidad a las edificaciones.
- Diminuyen las alturas de los edificios, debido a la mayor altura útil que proporcionan.
- Facilitan las instalaciones de cañerías de conducción, pudiendo las mismas adosarse directamente a la losa.



Foto 1. Museo y biblioteca utilizando forjados reticulares apoyado en vigas con casetones recuperables



Foto 2. Centro comercial en construcción utilizando forjados reticulares con casetones recuperables

1.3. Forjados Mixtos Bidireccionales.-

1.3.1.-Introducción.-

El Ingeniero Civil Heberto Castillo Martínez, desde 1962 desarrolló un sistema estructural de entrepiso tridimensional mixto de acero y concreto al que llamó **TRIDILOSA**. La estructura en el sistema propuesto, está formada por un entramado espacial metálico soldado y una losa de hormigón colocada en la capa superior de compresión, cuya versatilidad le ha permitido ser empleada en la construcción no solo de edificios, sino también en la de puentes vehiculares, puentes peatonales y domos. (figura 16)

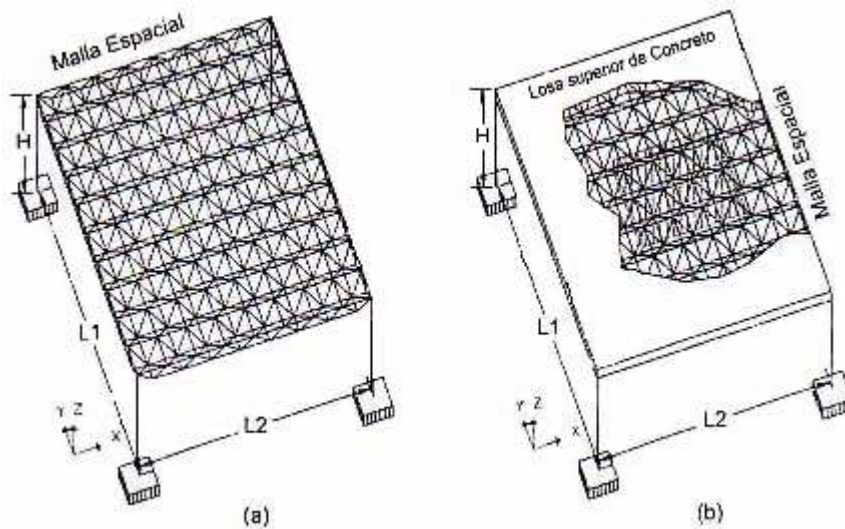


Figura 16. Entrepiso tridimensional mixto "tridilosa"

Miguel Bozzo define a la estructura anteriormente mencionada, como una Estructura Espacial Mixta (EEM) formada por mallas espaciales, que son la versión en el espacio de las tradicionales celosías o cerchas planas que están destinadas en dos direcciones, pudiéndose también formar otra topología de malla espacial, como pirámides de base cuadrada.

La EEM como concepto estructural fue ideada para reemplazar con ventaja a losas, placas o cascarones, cuando se desea cubrir luces medianas y luces grandes, así como

resistir sobrecargas elevadas en diferentes aplicaciones como edificios, puentes, naves industriales u otras estructuras arquitectónicas.

La estructura espacial tiene un comportamiento autoportante en la cual los elementos que la forman trabajan bajo las condiciones más elementales, es decir, el cordón de concreto toma los esfuerzos de compresión ocasionados por la flexión; la tracción ocasionada por la misma flexión se toma con el cordón inferior de acero; la torsión con el armado transversal, y el cortante con las diagonales. Los materiales que lo constituyen están colocados de manera que el acero absorbe las tracciones, el hormigón las compresiones y las diagonales alternativamente a tracción o compresión. (figura 17) y (figura 18)

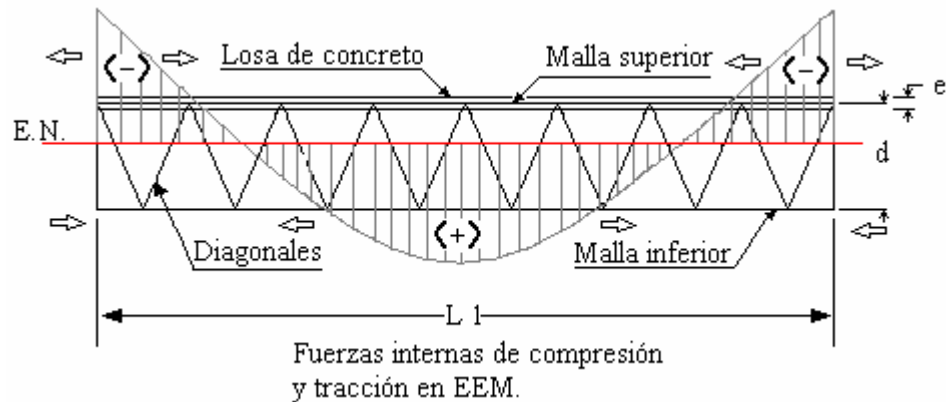


Figura 17. Esfuerzos actuantes en la losa mixta

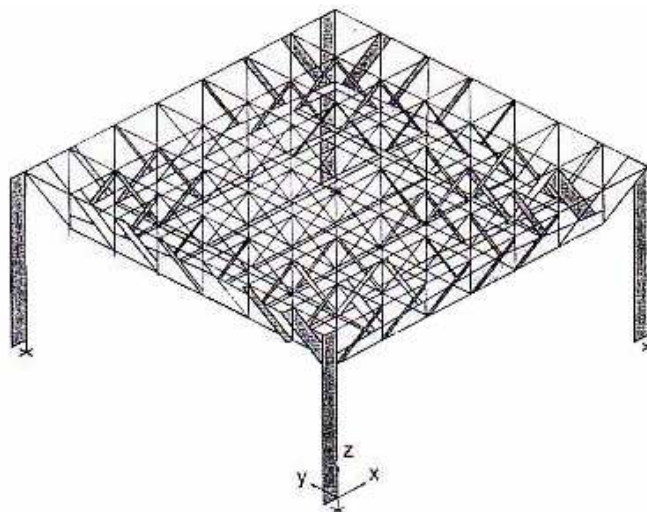


Figura 18. Fuerzas axiales en los elementos de barra

1.3.1.1. Descripción del Sistema.-

La **EEM** o **TRIDILOSA** es una estructura autoportante, formada por mallas de acero cordones superior e inferior y conectadas por diagonales. Como elemento rigidizantes se tiene una losa superior de hormigón, tal como se detalla a continuación, así como su comportamiento bajo diferentes combinaciones de carga. La estructura espacial mixta está constituida por:

- a) Un armazón metálico formado por dos mallas de acero; una es denominada superior y la otra inferior, llamadas así por su ubicación dentro del armazón metálico. Estas mallas están unidas entre si por barras diagonales que pueden formar pirámides de base cuadrada o arreglos planos ortogonales como cerchas planas de cordones paralelos entrelazados. (figura 19)

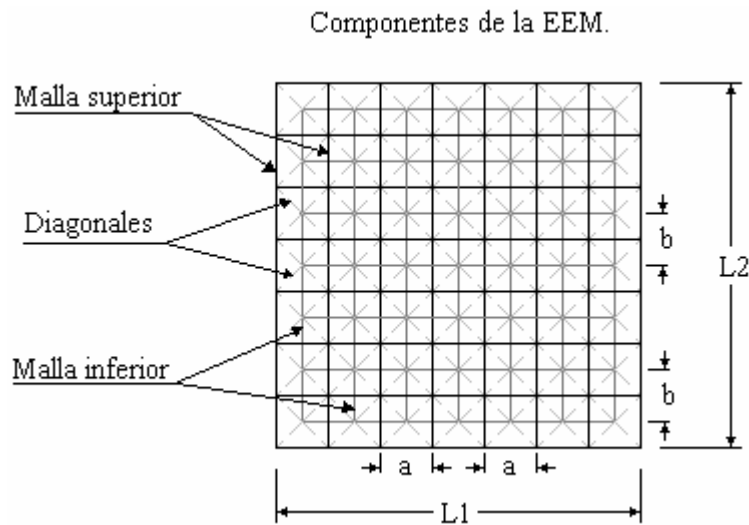


Figura 19. Componentes de la malla espacial de losa mixta

- b) Una o dos losas de hormigón; una ubicada en la losa superior, que vendría a formar el piso, y la otra ubicada en la malla inferior, que sería el cielo raso o falso techo, pudiéndose también ser constituida con yeso o moldes de yeso. (figura 20)

En esta estructura, la transmisión de esfuerzos de las losas de hormigón superior e inferior, se efectúa a través de las barras diagonales trianguladas en el espacio y

empotradas en ellas, lo que permite el comportamiento tipo losa de la estructura. Así una dificultad en su cálculo es el pandeo de las piezas sometidas a compresión y un posible colapso global progresivo, ocasionado por la propia naturaleza de “pluralidad de elementos de reducida dimensión” necesarios para definir la malla espacial interior.

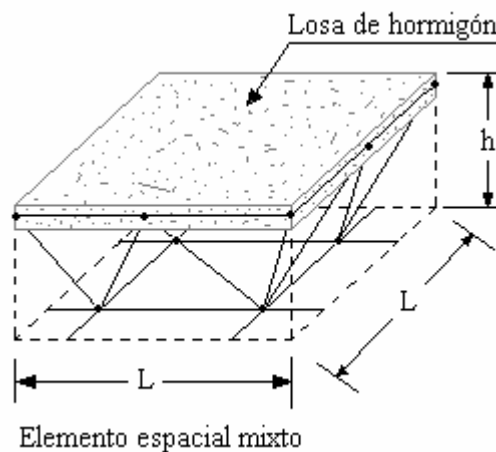


Figura 20. Componentes de la losa mixta

La estructura espacial consigue eliminar hasta un 60% del peso muerto de la estructura tradicional, ya que en ella, y evitando la losa inferior en tracción no se emplea hormigón fisurado, que no trabaja. En la capa superior lleva una capa de hormigón de 5 a 7 cm. de espesor aproximadamente, que sirve de elemento resistente a compresión y hace además las veces de piso. En la parte inferior también se puede ubicar una losa que hace las veces de cielo raso y que protege del fuego y de agentes agresivos a las diagonales. Una propiedad a resaltar es que al aumentar el canto, como consecuencia de las luces a cubrir, el peso de la estructura por unidad de área no aumenta significativamente. Estas y otras características se detallan a continuación.

1.3.2. Materiales.- Los materiales necesarios para constituir los forjados reticulares son: El hormigón, las armaduras, electrodos.

1.3.2.1 Uniones con Soldadura.-

1.3.5.1.1 Detalles Típicos de Soldadura en Celosías.-

La estructura espacial mixta clásica, a diferencia con las mallas generalizadas, formadas por perfiles laminados, se construye habitualmente con barras corrugadas soldadas en nudos. Por tanto y dado que no es habitual esta forma de unión en la industria de la construcción, es pertinente dar detalles tipo sobre las mismas. Actualmente, y dadas sus ventajas en puesta en obra de las armaduras, es habitual en diversos países, como en el país vecino “Argentina”, fabricar barras corrugadas soldables. Este ha sido un avance importante de la siderurgia en los últimos veinte años.

El reglamento Argentino de estructuras de acero para edificios CIRSOC 303, nos dice que en general para cada proyecto se deberán adoptar las especificaciones de materiales fijadas en las normas vigentes a la fecha de ejecución del proyecto. Los aceros a emplear en la construcción de estructuras livianas de acero, deben cumplir con lo establecido en el capítulo 2 del Reglamento CIRSOC 301 "Proyecto, Cálculo y ejecución de estructuras de acero para edificios". Para este tipo de estructuras son especialmente importantes las características de soldabilidad del acero, cuando se utiliza la soldadura como medio de unión, y de doblado en frío sin fisuras.

ACINDAR, ofrece una serie de productos para la construcción, entre ellos barras corrugadas soldables que están abiertas al mercado respondiendo a pedidos, de donde se podría importar por toneladas.

El acero utilizado es del tipo DNA- 420 S (con características de soldabilidad) fabricado bajo norma IRAM-IAS U 500-207.

PRODUCTOS PARA LA CONSTRUCCIÓN

Barras DN - A 420

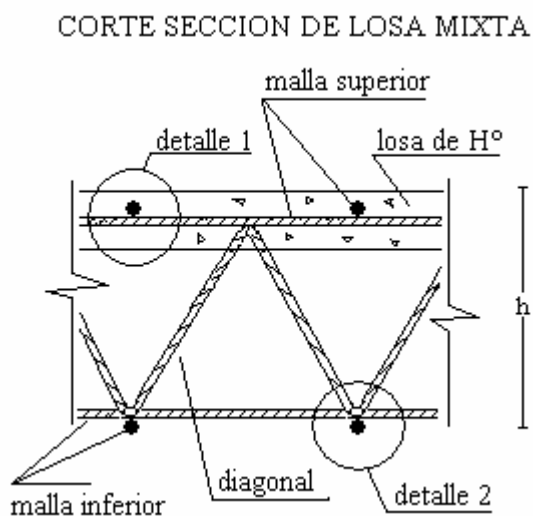
Soldables y No Soldables

DIAMETROS COMERCIALES

Diámetro nominal (mm)	Peso Nominal (kg/m)	Peso por barra 12mm (kg)	Secciones nominales (cm.2)	Ø Mandril de doblado mínimo (cm.)
4,2	0.11	1.30	0.14	2.10 (5Ø)
6	0.22	2.60	0.28	2.40 (4Ø)
8	0.4	4.80	0.50	3.20 (4Ø)
10	0.62	7.40	0.79	4.00 (4Ø)
12	0.89	10.70	1.13	4.80 (4Ø)
16	1.58	18.90	2.01	6.40 (4Ø)
20	2.47	29.60	3.14	14.00 (7Ø)
25	3.85	46.20	4.91	17.50 (7Ø)
32	6.31	75.70	8.04	22.40 (7Ø)
40	9.86	118.00	12.57	28.00 (7Ø)

En el anexo 1 Se puede ver claramente las propiedades de este material.

A continuación se presentan detalles típicos para uniones soldadas, aplicables a celosías simples o bicelosas, en los cuales se pueden observar las diferentes posiciones en función de la dirección del refuerzo labrado “diagonal”. Las uniones utilizadas son en cruz con barras rectas y/o dobladas. (figura 21)



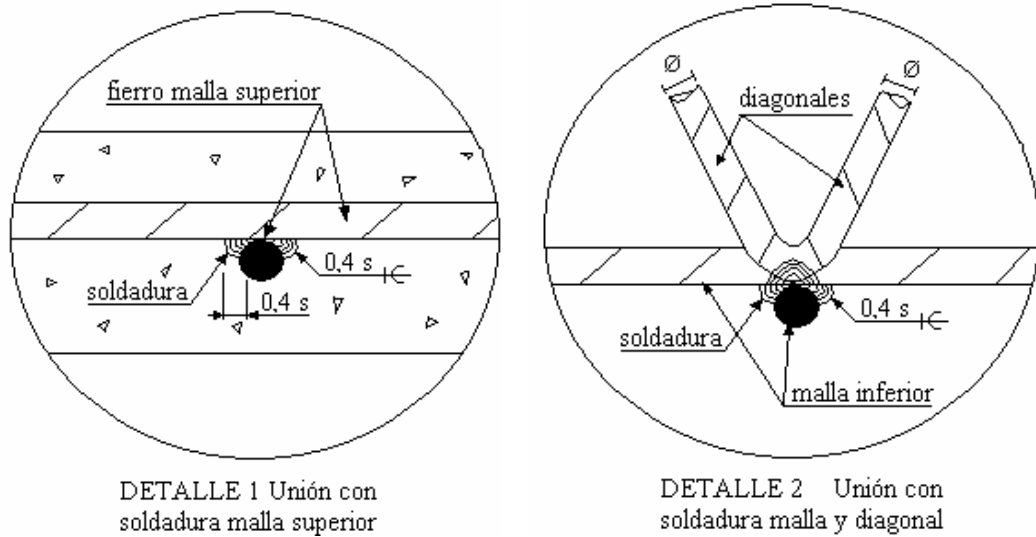


Figura 21. Detalles de unión soldada entre mallas y diagonales

El tipo de soldadura que se observa en la figura 21, se denomina soldadura a tope acampanada y en función a su posición puede ser en V o en bisel. (figura 22)



Figura 22. Detalle y nomenclatura de soldadura tope.

Las recomendaciones para el área efectiva son:

- El área efectiva de la soldadura a tope, será determinado como el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de garganta.
- La longitud efectiva de la soldadura a tope será el ancho de la parte unida.
- El espesor efectivo de garganta de una soldadura a tope de forma acampanada, cuando está al mismo nivel que la superficie de una barra o en secciones plegadas a 90° , será como indica en la tabla 2.1. (ver figura 22).

- Para verificar que el espesor efectivo de garganta se está obteniendo en forma uniforme, se tomarán probetas al azar de cordones de soldadura ejecutados para cada proceso de soldadura.
- Se permiten espesores efectivos de garganta mayores que los indicados en la tabla 1., siempre que el soldador pueda garantizar, por calificación del proyecto, que tales espesores pueden ser conseguidos en forma permanente.

Como limitaciones de las soldaduras se menciona, que el tamaño de la soldadura no podrá exceder el espesor de la parte unida más delgada. En este caso, se deberá tener particular cuidado para proporcionar suficiente precalentamiento y así obtener una soldadura de buena calidad.

Tabla 1. Espesores de Garganta Efectivos de Soldaduras a Tope Acampanadas

Tipo de Soldadura	Radio de la Barra o de plegado, R.	Espesor Efectivo de Garganta
Tope acampanada en bisel	Todos	5/16 R
Tope acampanada en V	Todos	1/2 R (a)
(a) Usar 3/8 R para Soldadura de Arco Metálico Protegido a Gas (excepto en procesos de transferencia de corto circuito) cuando $R \geq 25$ mm		

(Fuente), Reglamento Argentino de estructuras de acero para edificios CIRSOC 301, pag. 115

1.3.3. Funcionalidad y Ventajas de la Losa.-

1.3.3.1. Características de la Estructura Reticular Mixta.-

1.3.3.1.1. Aspecto Técnico.-

1. Esta técnica ofrece la utilidad práctica de obtener estructuras más eficientes que las de hormigón armado y las de acero, pues en aquellas un 50% del hormigón se encuentra fisurado y no cumple ninguna labor portante; y, en las de acero, el pandeo por compresión y las flechas limitan la posible esbeltez de la sección. En la EEM el hormigón sólo se encuentra ubicado en zonas de compresión, por lo

que desaparece este hormigón fisurado; al mismo tiempo su gran inercia incrementa su rigidez y evita su pandeo y abolladura.

2. Proporciona, además, un aumento de la inercia de la sección sin un sensible incremento del peso muerto de la misma. La tabla 2 presenta el aumento del momento de inercia de la EEM ($\% \Delta I$) con el peralte (H) y su respectivo incremento de peso propio ($\% \Delta W$) en comparación de un canto inicial de 30 cm. es decir, entre la EEM de 30 cm. de peralte y una de, por ejemplo, 60 cm. el aumento del momento de inercia es del orden del 300% y, en cambio, el respectivo incremento de peso muerto no llega ni al 2%.
3. Disminuye el peso muerto en el conjunto de la obra hasta en un 60%, merma que es función de ciertos parámetros. Además, al reducir las cargas solicitantes en columnas y zapatas se obtiene naturalmente secciones menores, lo que redundará en un menor peso global de la estructura y menores fuerzas sísmicas.
4. Cuando se trata de losa sin vigas, amplias posibilidades arquitectónicas al no requerir vigas peraltadas y pilares intermedios, al no necesitar de la modulación tradicional con pórticos planos y aligerados, pudiéndose ubicar pilares de forma libre en planta con una iluminación flexible a través de las losas.
5. Permite pasar por el interior de la EEM las instalaciones eléctricas, sanitarias o de aire acondicionado sin necesidad del empleo de cielo raso.
6. Posibilidad de prefabricación en planta, si el volumen de la obra lo requiere.
7. Gran resistencia a los choques, explosiones y efectos sísmicos, pues al ser una estructura espacial autoportante su apoyo es directamente sobre los pilares, y se elimina la situación peligrosamente privilegiada de la viga, la cual en caso de fallar puede ocasionar un fallo general del techo. En la EEM sin embargo, toda la planta trabaja y esta situación de gran hiperestaticidad da una resistencia inelástica alta, siempre que se eviten fallos frágiles por punzonamiento de pilares o pandeo de diagonales.

Variable H	30	35	40	45	50	55	60
(%ΔI)	0	36	77	124	176	234	297
(%ΔPP)	0	0.5	0.67	0.94	1.18	1.45	1.73

(Fuente), Miguel Bozzo Chirichigno, Losas Reticulares Mixtas, (Editorial Reverté, S.A., 2003). Pag. 11.

1.3.3.1.2. Aspecto Económico.-

Se pueden citar varios factores significativos:

1. Economía general de la obra, pues se obtiene una estructura más eficiente que emplea óptimamente el acero y el hormigón, disminuyendo a la vez los esfuerzos a los que las columnas y zapatas estarán sometidos.
2. Simplificación en la construcción y eliminación de apuntalamientos provisionales, pues la misma EEM se puede utilizar como soporte de los encofrados.
3. Mejor valor de reventa, pues se adapta cómodamente a cualquier modificación de los locales, debido al menor número de columnas y/o a la posibilidad de cambiar las instalaciones eléctricas, sanitarias o de aire acondicionado con suma facilidad.
4. Reducción del plazo de construcción y de los trabajos a realizar a pie de obra.
5. Menores cargas financieras, debido a la mayor rapidez en la construcción.
6. Empleo más rentable, y en su caso tasa de alquiler más elevada de las grandes superficies debido a la ausencia de pilares.

1.3.3.1.3. Comportamiento Sismorresistente.-

Los sismos representan unas de las sollicitaciones más extremas a las que una estructura va a estar sometida en su vida útil, sin que se sepa con precisión cuando actuará, que dirección tendrá o cual será su magnitud y constituyen, por tanto, un serio problema para los analistas de estructuras.

Para considerar fuerzas reales en una estructura, correspondería considerar al edificio en voladizo con fuerzas del orden de 2 a 3 veces su peso. Claramente, estas fuerzas

no se pueden transferir mediante soluciones elásticas lineales y es necesario desarrollar zonas de plastificación que disipen energía y controlen la vibración.

La filosofía de las normas modernas de diseños sismorresistentes, establece que una estructura debe estar capacitada para resistir, en el rango elástico, los sismos moderados que en su vida útil la pueden solicitar y en el rango inelástico, sin pérdida de vidas humanas, el sismo extremo o severo que pudiese ocurrir. La resistencia inelástica que se busca dar a las estructuras es función de su ductilidad, la cual es la capacidad de disipar cantidades significativas de energía por medio del comportamiento inelástico bajo deformaciones cíclicas de gran amplitud, sin reducción significativa de la resistencia.

El acero, bajo solicitaciones primarias uni-axiales, es un material muy dúctil y de ello se deriva la gran resistencia inelástica de las construcciones que lo emplean. El hormigón en si es un material frágil; sin embargo, sorprendentemente, el hormigón armado, según la cantidad y ubicación de las armaduras, es un material dúctil.

La ductilidad global de una estructura, se logra evitando cualquier mecanismo de falla frágil tal como de cortante o de aplastamiento del hormigón (Bozzo y Barbat 1999).

Las estructuras espaciales compuestas, están constituidas por un alto porcentaje de acero por unidad de superficie. Dependiendo del espesor de la losa de hormigón, de 5 a 8 cm., el hormigón en ella empleado se encuentra solicitado por esfuerzos de compresión del orden de sólo 30 kg/cm.^2 , pues son las limitaciones constructivas y no las resistentes quienes determinan su espesor. De esta forma diseñando la EEM para evitar un fallo por cortante alrededor de los pilares, un fallo frágil es remoto. Incluso si la sacudida sísmica excediese los límites previstos en los cálculos y algunas partes de las estructura llegasen al rango inelástico, la estructura seguirá cumpliendo su misión portante, sin que se produzca una rotura ni colapso, pues en la EEM no hay elementos portantes principales los cuales en caso de fallar conllevan una falla general; así, para llegar a la rotura o colapso, sería necesario que se formasen líneas de rotura.

La Estructura Espacial Mixta, es una solución particularmente adecuada para las construcciones sismorresistentes, en particular aquellas con vibración de altas frecuencias en zonas de suelo rígido. Esta característica se debe no sólo a su potencial ductilidad, sino a la reducción de peso.

La EEM, como un elemento horizontal, actúa como efecto de diafragma bajo la acción sísmica y distribuye los efectos horizontales de las cargas situadas sobre su propia superficie entre los elementos verticales sísmicamente resistentes, tales como muros y/o columnas de la estructura.

Miguel Bozzo en su libro “*LOSAS RETICULARES MIXTAS*” nos da un ejemplo de comparación entre la respuesta sísmica de una estructura tradicional y otra empleando EEM. Esta estructura era una estructura tipo para los dos casos las cuales se sometieron al terremoto de “El centro” de 1940 y al espectro de una norma americana UBC 1994, correspondiente a suelo firme, y se obtuvieron los resultados resumidos en la tabla 3. En esta tabla se incluyen el desplazamiento máximo de entrepiso (δ) y el cortante en la base (V) y momento flector (M) para los pilares centrales.

La tabla muestra un resultado habitual al emplear EEM en comparación a estructuras convencionales, en lo referente a obtener desplazamientos similares entre ambas soluciones, pero reduciendo sensiblemente (del orden de 30 al 40%) las fuerzas sísmicas en pilares. Se debe observar que los desplazamientos son similares a pesar de tener con la EEM pilares de sección considerablemente menor a los de solución tradicional. La reducción de fuerzas en esta comparación se debe, principalmente, a la reducción de peso propio dado que los periodos son similares.

Tabla 3. Resumen de resultados entre estructura tradicional y con EEM									
	Solución tradicional			Solución con EEM			Diferencia (%)		
	δ (mm)	V(T)	M(Tm)	δ (m)	V(T)	M(Tm)	δ (mm)	V(T)	M(Tm)
El centro	9	42	61	9,2	30	38	2	-29	-38
UBC-94	16	76	111	17	56	71	6	-26	-36

(Fuente), Miguel Bozzo Chirichigno, *Losas Reticulares Mixtas*, (Editorial Reverté, S.A., 2003). Pag. 17.



Foto 3. Edificio en construcción utilizando como entrepiso la tridilosa



Foto 4. Edificio en construcción con entrepiso de tridilosa y cielo falso con placas de yeso

1.4.-Métodos de Cálculo de Esfuerzo para los dos tipos de Forjados.-

1.4.1. Métodos de Análisis.-

Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas, deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas determinados de acuerdo con la teoría del análisis elástico; las cargas mayoradas son cargas de servicio (generalmente sugeridas o previstas para el tipo de uso) multiplicadas por factores de carga apropiados.

El método de diseño por resistencia, preconizado por las normativas AISC y ACI utiliza el análisis elástico para determinar los momentos, cortantes y reacciones, para cargas mayoradas y resistencias minoradas; suponiendo que los materiales son homogéneos, isotrópicos y se comportan linealmente, es decir, cumplen con la ley de Hooke.

Con el fin de plasmar modelados más sencillos, las diferentes normas permiten una serie de simplificaciones. El ACI 318-05, en el capítulo 8 expresa estas simplificaciones: de idealización estructural, de análisis y de diseño.

Excepto para concreto preesforzado, se pueden emplear métodos aproximados de análisis estructural para edificaciones con luces, alturas de entrepisos y tipos de construcción comunes.

a) Método de la Ecuación Diferencial de Placas.-

Este método de análisis, está basado en obtener las ecuaciones de la curva de deflexión de una placa delgada sometida a cargas normales a su plano, que queda definida por la función $w(x,y)$, que determina la traslación (o desplazamiento) verticales de los puntos (x,y) del plano medio de la misma. Esto supone que se admite que los puntos de dicho plano medio sólo sufren estos desplazamientos verticales, y que los puntos de las normales al plano medio permanecen en rectas normales a la superficie deformada del mismo cumpliendo con la ley de deformaciones planas (Kirchhoff).

La ecuación de la curva de deflexión en términos del momento flexionante, puede integrarse bajo condiciones de contorno para obtener la traslación o desplazamiento vertical, también diferenciando dicha ecuación se obtiene el esfuerzo cortante y la intensidad de la carga distribuida.

Los esfuerzos por unidad de ancho de placa que aparecen, pueden expresarse en función de los desplazamientos verticales “w” y valen:

$$m_x = -D \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \nu \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right) = \text{Momento flector en dirección x (alrededor del eje y);}$$

$$m_y = -D \left(\frac{\delta^2 w}{\delta y^2} + \nu \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \right) = \text{Momento flector en dirección y (alrededor del eje x);}$$

$$m_{xy} = -D(1-\nu) \frac{\delta^2 w}{\delta x \delta y} = \text{Momento torsor;}$$

$$V_x = -D \frac{\delta}{\delta x} \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right) = \text{Esfuerzo cortante en dirección x;}$$

$$V_y = -D \frac{\delta}{\delta y} \left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} \right) = \text{Esfuerzo cortante en dirección y.}$$

Expresando el equilibrio de fuerzas verticales en un elemento de placa, sometido a los cortantes v_x , v_y y a la carga $q(x, y)$:

$$\frac{\delta v_x}{\delta x} + \frac{\delta v_y}{\delta y} + q(x, y) = 0$$

Resulta la conocida ecuación de Lagrange o ecuación de las placas:

$$\Delta \Delta w = \frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = \frac{q}{D}$$

Donde se definen las siguientes notaciones:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} = \text{Rigidez a flexión de la placa, equivalente a la rigidez EI de las vigas;}$$

E = Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón;
 h = Canto total de la placa;
 ν = Coeficiente de Poisson del hormigón (normalmente, $\nu \approx 1/6$).

En una placa rectangular simplemente apoyada en sus cuatro bordes y sometida a sobrecarga uniforme $q(x, y) = q = \text{cte.}$ (figura 23), puede obtenerse w mediante la serie doble de Fourier:

$$w(x, y) = \frac{16q}{\pi^6 D} \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{\text{sen} \frac{m\pi x}{a} \text{sen} \frac{n\pi y}{b}}{mn \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}$$

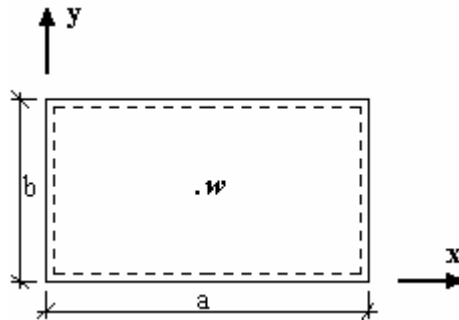


Figura 23. Placa simplemente apoyada en sus cuatro bordes

Cuya convergencia es rápida (para el cálculo de flechas basta tomar un término; para el de momentos conviene tomar al menos 6, con el objeto de obtener errores del orden del 3 por 100).

b) Método de Czerny o Método de los Coeficientes.-

La determinación precisa de momentos en losas armadas en dos direcciones, según varias condiciones de continuidad en los bordes soportados, es matemáticamente muy compleja y no es adecuada para la práctica de diseño. Por esta razón se han adoptado varios métodos simplificados para determinar momentos, cortantes y reacciones de este tipo de losas.

Para sistemas que no cumplen con los requisitos que permiten realizar el análisis mediante el “método directo de diseño”, ha llevado a muchos ingenieros a continuar

utilizando el método de los coeficientes para el caso especial de losas armadas en dos direcciones apoyadas en vigas de borde relativamente altas y rígidas, en los cuatro lados de cada uno de los paneles de la losa.

El método de los coeficientes desarrollado originalmente por Marcus, fue introducido a los Estados Unidos por Rogers en 1963, desde entonces se utiliza en forma amplia para losas soportadas en los bordes por muros, vigas de acero o vigas monolíticas de concreto, cuya altura total no sea menor que aproximadamente 3 veces el espesor de la losa.

El método utiliza tablas de coeficientes de momentos que cubren varias condiciones. Estos coeficientes se basan en análisis elásticos pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica. En consecuencia, el momento de diseño en cada dirección es menor en cierta cantidad que el momento máximo elástico en esa dirección. Según este método, los momentos en las franjas centrales en las dos direcciones se calculan a partir de:

$$M_a = C_a w l_a^2$$

y

$$M_b = C_b w l_b^2$$

Donde:

C_a , C_b = coeficientes de momento tabulados

w = carga uniforme, kg / m²

l_a , l_b = longitud de la luz libre en las direcciones corta y larga, respectivamente, m.

El método estipula que cada panel debe dividirse, en ambas direcciones, en una franja central cuyo ancho es la mitad del panel y en dos franjas de borde o franjas de columna con una anchura igual a un cuarto del ancho del panel (figura 24)

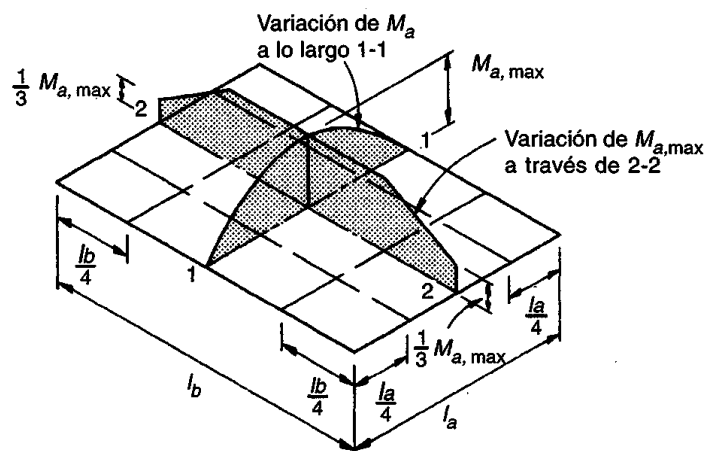


FIGURA 24. Variación de los momentos a través del ancho de las secciones críticas supuestas para el diseño.

Como se puede advertir los momentos en las dos direcciones son mayores en la porción central de la losa que en las regiones cercanas a los bordes. Por tanto, el método establece que toda la franja central se diseña para el momento de diseño total tabulado. Para las franjas de borde, éste momento se supone que disminuye de su valor máximo en el borde de la franja central a un tercio de su valor en el borde del panel. Esta distribución se indica

en la (figura 24), Para los momentos M_a en dirección de la luz corta. La variación lateral de los momentos M_b en la dirección de la luz larga es similar.

ARTHUR H. NILSON en su libro “**DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**”, nos proporciona una serie de tablas de coeficientes para todo tipo de caso desde el análisis de un panel individual simplemente apoyado en los cuatro lados, hasta un caso más real donde un sistema de vigas soporta una losa armada en dos direcciones, como se ve en la (figura 25). La losa A tiene dos bordes exteriores discontinuos, mientras que los demás son continuos con las losas vecinas.

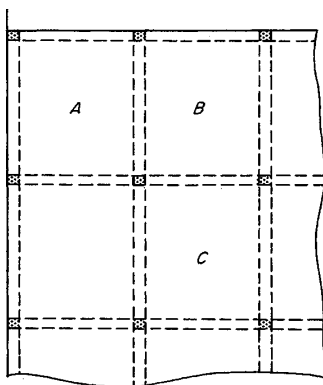


FIGURA 25. Planta de una losa de piso común armada en dos direcciones con vigas en los ejes de columnas

c) Métodos Matriciales.-

c.1) El Emparrillado Plano.-

Para asimilar la placa a un emparrillado se sustituye aquella por una retícula de vigas en dos direcciones (figura 27 c). A cada viga se le atribuye la inercia a flexión de la franja de la placa correspondiente, y una inercia a torsión doble que su inercia a flexión. Las cargas se reparten entre las vigas en las dos direcciones; o, si la malla es suficiente tupida se suponen actuando en los nudos de la malla. (figura 26).

Florentino Regalado Tesoro en su libro “*Los Forjados Reticulares*”, hace mención de lo expuesto por J. Calavera, que no hay que olvidarse que los conocimientos actuales sobre forjados reticulares vienen de tres fuentes distintas:

La experiencia práctica de uso.

Los ensayos en modelos y las pruebas de carga en estructuras reales.

Los análisis teóricos.

Teniendo en cuenta que para edificios convencionales de pocas plantas, los esfuerzos horizontales carecen de trascendencia frente a los de origen gravitatorio, Regalado Tesoro nos muestra una filosofía de cálculo, que nace de considerar la placa de forjado como una malla empotrada elásticamente a las vigas y pilares. Este planteamiento está basado en el método matricial del emparrillado plano, el cual es un método muy preciso y exacto al evaluar cargas verticales.(figura 26)

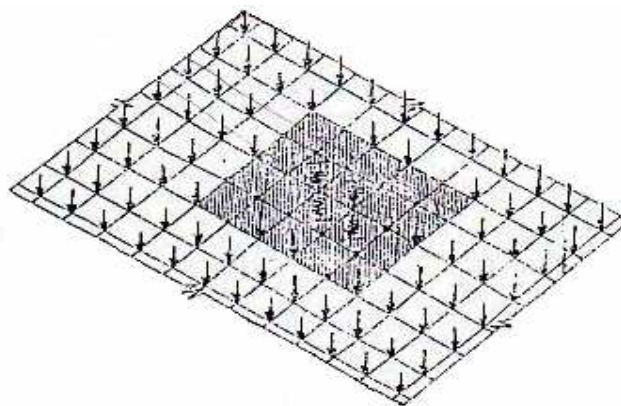


Figura 26. Forjado reticular considerado como un emparrillado plano

Hayrettin Kardestuncer en su libro *“Introducción al Análisis Estructural con Matrices”*, nos da un concepto preciso sobre emparrillado plano o retícula:

Una retícula es una estructura de malla la cual está contenida por el plano XY con cargas perpendiculares al plano en sentido Z.

Las estructuras tales como cubiertas, sistemas de piso y sistemas de tableros de puentes están dentro de esta categoría.

Los elementos de una retícula están sometidos en general a flexión, cortante y torsión y como las cargas externas son perpendiculares al plano de la estructura, las deformaciones axiales son despreciables. En consecuencia un nudo libre en una retícula está sujeto a un desplazamiento lineal perpendicular al plano de la estructura y a una rotación en el plano de la estructura.

Este método es aplicado siempre y cuando cumpla una serie de requisitos básicos:

La malla en la que se discretiza el forjado debe ser la impuesta por los nervios que lo configuran.

Si se desea ganar precisión en el análisis de las zonas de apoyo, es aconsejable densificar la malla en el interior de los ábacos introduciendo barras intermedias entre aquellas que definen los nervios.

No debe tenerse en cuenta la rigidez a torsión de los nervios, en primer lugar por que no es necesaria para establecer el equilibrio y en segundo lugar por que no resulta

económico. Bajo el punto de vista constructivo es prácticamente imposible ferrallar los nervios con estribos de torsión.

Dentro de la filosofía, el programa de emparrillado plano que se utilice, sí deberá considerar la rigidez torsional de los zunchos de borde entre pilares y armar los mismos a torsión.

Hay que tener en cuenta que las zonas más delicadas de los forjados son los bordes y en ellos juegan un papel fundamental los zunchos perimetrales que reciben torsiones de cierta entidad.

Cuando un zuncho de borde está bien dimensionado, a flexión, cortante y torsión; ayuda considerablemente a empotrar la placa en borde y evita deformaciones que pueden tener.

La observación del comportamiento de los forjados reticulares en su perímetro, nos indica que es la zona más delicada y a la que mayor atención se debe dedicar en su cálculo y construcción.

La precisión que tiene el método descrito frente a las de tipo gravitatorio, comienza a desvirtuarse seriamente cuando es necesario introducir en el análisis de las estructuras acciones de tipo horizontal, con las que el método deja de ser aplicable.

c.2) MEF: Elementos Finitos Cargados Perpendicularmente a la Superficie.-

Para el caso de placas de formas complicadas, con huecos, zonas de distintos espesores y condiciones de apoyo variadas (figura 27 a), puede recurrirse al método de los elementos finitos. En este método se trata de discretizar la estructura, sustituyéndola por otra equivalente formada por trozos elementales. En este método el problema estructural se plantea de forma aproximada, para que el problema matemático resultante sea sencillo y pueda resolverse exactamente.

En el método de los elementos finitos, la placa se sustituye por una serie de elementos de forma cuadrangular o triangular (figura 27 b), pudiendo variar las dimensiones y características elásticas de un elemento a otro. Suelen tomarse como incógnitas los desplazamientos w y sus derivadas $\delta w / \delta x, \delta w / \delta y$ en los vértices de los elementos. Se

supone que los desplazamientos verticales w dentro de cada elemento vienen dados por una función sencilla (por ejemplo un polinomio), cuyos coeficientes numéricos quedan fijados una vez conocidos los valores de la función y de sus derivadas en los vértices del elemento. De esta forma, aún siendo distintas la función w y sus derivadas de un elemento a otro, se garantiza la compatibilidad de deformaciones entre elementos continuos al ser iguales sus valores en los vértices. Las condiciones de equilibrio de los distintos elementos (o lo que es equivalente, la condición de mínimo de la energía potencial total, función de las incógnitas escogidas) nos proporcionan un sistema de ecuaciones lineales, que una vez resuelto permite el cálculo inmediato de desplazamientos y esfuerzos de la placa.

En este caso el problema resultante se resuelve mediante programas de ordenador.

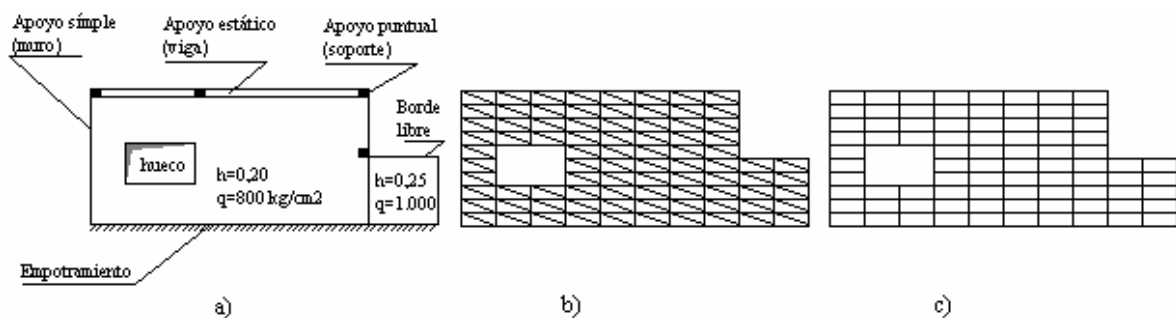


FIGURA 27. Elementos finitos y asimilación a un emparrillado

1.4.1.1. Método de Cálculo Adoptado.-

Por lo expuesto en las secciones anteriores y con el fin de que se pueda automatizar el cálculo de efectos (M, N, Q y T) se puede concluir que modelar las losas como emparrillados planos para que sean analizadas estructuralmente por el método matricial de rigidez, goza de ventajas en cuanto a la mecánica y se puede abordar a resultados más próximos a los que presentaría la estructura real.

Por otra parte, varios autores convergen que la filosofía del método matricial de emparrillado plano, al considerar a una placa de forjado como una malla empotrada

elásticamente en los pilares o vigas, resulta un método más preciso y próximo al comportamiento real de la estructura, que los otros mencionados.

El desarrollo del método del emparrillado plano para el caso específico de estudio será desarrollado en el capítulo correspondiente a la aplicación práctica.

Existen métodos aproximados para el dimensionamiento, si bien son permitidos por algunas normativas no lo sería para el propósito de éste trabajo debido a que se necesitarán valores de los efectos más confiables y próximos al comportamiento real. Los momentos y fuerzas cortantes aproximadas proporcionan valores razonablemente conservadores para las condiciones indicadas cuando los elementos sometidos a flexión forman parte de un pórtico o de una estructura continua. Dado que la distribución de cargas que produce valores críticos para los momentos en las columnas de pórticos, difiere de aquella que produce momentos negativos máximos en las vigas, los momentos de columnas deben evaluarse por separado.

1.5. Análisis del Comportamiento de un Emparrillado como Losa Empotrada en Vigas.-

Las losas bidireccionales pueden tener comportamientos diferentes de acuerdo a la forma en que se encuentren sustentadas: Si los apoyos (en los cuatro bordes) pueden considerarse como infinitamente rígidos, entonces mayor porcentaje de la carga se orientará paralelamente a la dirección más corta en dirección perpendicular a los lados más largos. (figura 28)

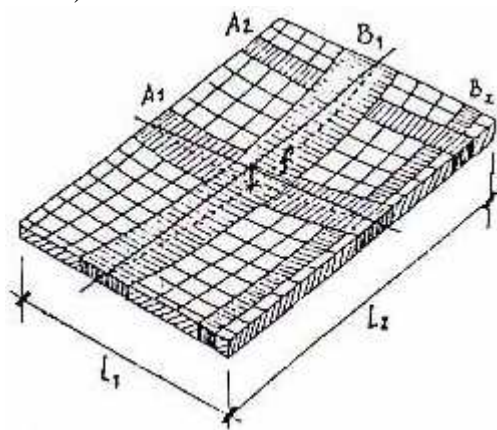


Figura 28. Placa apoyada en su contorno sometida a una carga uniforme de P (kg/m²)

Sin embargo, si las vigas de borde fuesen demasiado flexibles (figura 29) o se prescindiera de ellas, apoyando la losa directamente sobre los pilares a través de ábacos o capiteles sucederá lo inverso, es decir, mayor porcentaje de la carga descansará sobre las vigas más largas. (figura 30.)

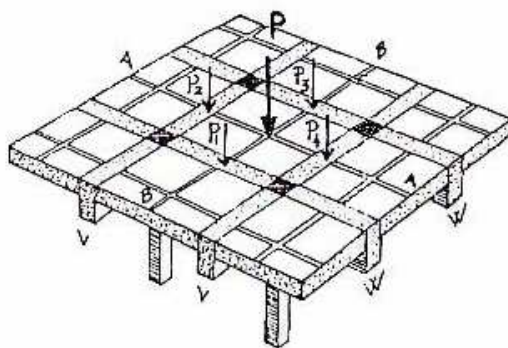


Figura 29. Placa sobre vigas y pilares

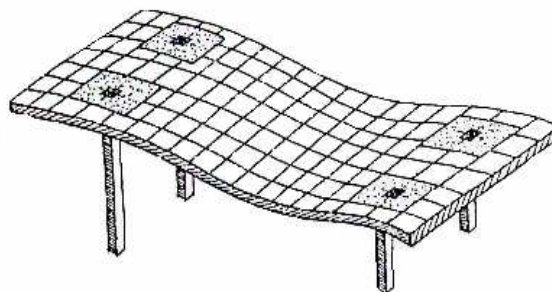


Figura 30. Deformación de placa sin vigas

El reglamento ACI 318-08 indica que, para losas de hormigón, será suficiente garantizar que la altura de las vigas de borde sea mayor a tres veces el espesor de la placa para que pueda ser considerada como apoyada rígidamente a los bordes; no especifica si la recomendación se encuentra orientada a placas macizas o a placas aligeradas (reticulares), pero aún, ni siquiera menciona a las losas mixtas, objeto de estudio del presente trabajo.

Como lo expuesto en los anteriores párrafos es de especial interés para la realización de la comparación técnica entre forjados reticulares de hormigón armado y la estructura espacial mixta (tridilosa), es conveniente hacer hincapié en los siguientes aspectos:

Los forjados reticulares son menos rígidos que las losas planas de igual espesor, en especial en lo que corresponde a la torsión.

Esta falta de rigidez torsional también afecta a la estructura espacial mixta, dado que los elementos de celosía que la componen son bastante rígidos en una dirección principal de inercia y de muy baja rigidez en la otra.

La **TRIDILOSA** o estructura espacial mixta necesita imprescindiblemente de elementos de hormigón portantes situados a los cuatro lados, en caso contrario se comportaría como una celosía espacial y carecería de sentido la utilización de la carpeta de hormigón para ayudar a soportar las compresiones generadas por la flexión (no se debe olvidar que la carpeta de hormigón cumple dos funciones: la de brindar resistencia a la flexión y la de plasmar el entrepiso).

El comportamiento de ambas estructuras debe ser similar, en este sentido se podrán dar dos situaciones:

a) Que se comporten como losas apoyadas directamente sobre pilares

b) Que se comporten como losas apoyadas en los cuatro bordes.

Con el afán de centrar la investigación, el presente trabajo se limitará a los casos normales de losas bidireccionales para estructuras habitacionales, aunque podremos ver posteriormente, que las ventajas de la EEM crecen cuando se aplica a casos especiales de carga y a luces mayores a las comunes. En este sentido se hace necesario identificar si para vigas de borde cuyo canto se encuentre entre: $L/16 \leq h \leq L/12$, las losas podrán asumirse como uno de los casos anteriores.

Por otra parte, es necesario mencionar que las normativas de hormigón de diferentes países preconizan dos métodos particulares de cálculo: el método directo y el método del pórtico equivalente, aduciendo que un análisis más estricto del comportamiento de las losas se complica demasiado, pero que podría ser abordado computacionalmente. En el presente trabajo se pretende realizar la simulación con el apoyo de programas comerciales de cálculo, asimilando los forjados a emparrillados planos, sean éstos simplemente apoyados o continuos.

Tomando en cuenta las recomendaciones previas, a continuación se procedió a analizar una losa aislada de características geométricas similares a las de la estructura del estudio, es decir:

Se encuentra apoyada en los cuatro bordes sobre vigas de hormigón.

Las vigas de borde no exceden los siguientes límites $L/16 \leq h \leq L/12$.

Las rigideces de los nervios, en los forjados reticulares, se estimarán de acuerdo a las recomendaciones del ACI.

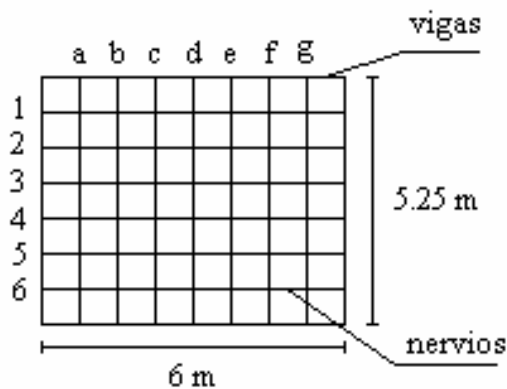
Las rigideces en los nervios de la TRIDILOSA se calcularán de acuerdo a la teoría resistencia de materiales.

Después del análisis de un emparrillado plano empotrado en vigas con las características similares a las del modelo (figura 31), se observó que el comportamiento es el siguiente:

La distribución de los esfuerzos en la losa con vigas, es distinta a la indicada para una losa en la cual los soportes de borde son bastante rígidos para considerar que no ceden. ARTHUR H. NILSON en su libro (*DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*), nos dice: *Si las vigas de borde en concreto son de poca altura o se omiten del todo, como en el caso de placas y losas planas las deformaciones del sistema de piso a lo largo de los ejes entre columnas alteran en forma significativa la distribución de los momentos en el panel mismo de la losa y se generan una serie de aspectos adicionales a los de una losa apoyada en su contorno.* En este caso la losa con vigas se asemeja mucho al comportamiento de un forjado sin vigas desde el instante después en que la carga ha escogido la distancia más corta. Luego de ese instante las vigas más largas paralelas se deforman (sufren flexión), y los nervios del lado corto (que tienen la mayor carga) siguen tal deformación manteniéndose casi rectos, en ese instante los nervios del lado más largo (que tienen ahora mayor carga) se oponen a dicha deformación al estar éstas sujetas a las vigas cortas que tienen menos flexión. Es por esta razón que ahora los nervios largos tienen mayor valor de esfuerzos y esto ocurre con los nervios que están cerca de las vigas y columnas como si se tratase de un forjado reticular sin vigas, las zonas más críticas son en los bordes.

Para que la losa se comporte como una losa apoyada en su contorno se tendría que dotar de mayor peralte a las vigas para que puedan considerarse apoyos infinitamente rígidos. En el proyecto, objeto de este estudio, no sucede así.

Losa reticular modelada con nervios empotrados en vigas



Momentos en vigas y nervios

$L = 6 \text{ m}$

$L = 5,25 \text{ m}$

$M_v = 6,46 \text{ tm}$

$M_v = 5,29 \text{ tm}$

$M_{n1} = 1,61 \text{ tm}$

$M_{na} = 1,28 \text{ tm}$

$M_{n2} = 1,53 \text{ tm}$

$M_{nb} = 1,18 \text{ tm}$

$M_{n3} = 1,49 \text{ tm}$

$M_{nc} = 1,12 \text{ tm}$

$M_{n4} = 1,49 \text{ tm}$

$M_{nd} = 1,10 \text{ tm}$

$M_{n5} = 1,53 \text{ tm}$

$M_{ne} = 1,12 \text{ tm}$

$M_{n6} = 1,61 \text{ tm}$

$M_{nf} = 1,18 \text{ tm}$

$M_{ng} = 1,28 \text{ tm}$

Figura 31. Losa modelada como emparrillado plano empotrada en vigas.

Claramente se puede explicar con los valores, lo expuesto anteriormente.

Entonces hay que tener muy en cuenta que la capacidad de deformación de la losa está en función de la rigidez de apoyo y de los elementos que la sustentan.

Se podría concluir que la deformación de esta losa se encuentra en un estado intermedio entre losas apoyadas directamente sobre pilares y losas apoyadas en los cuatro bordes.

El tipo de deformación que tendría esta losa es la que se manifiesta a continuación. En la siguiente figura se puede advertir que los nervios cortos tienen menos flexión.

(figura 32)

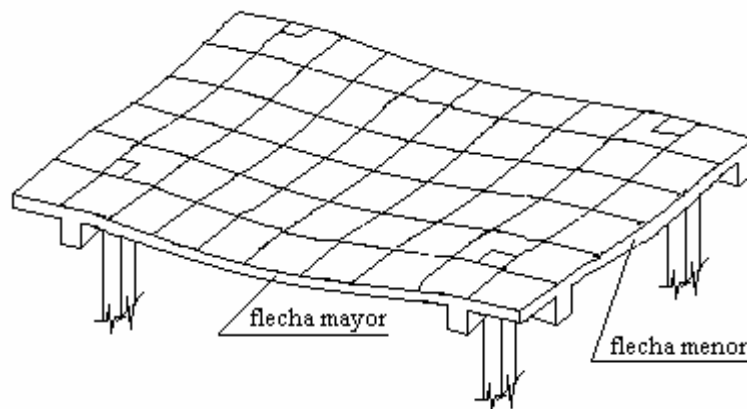


Figura 32. Deformación de losa reticular apoyada en vigas flexibles

1.6. Métodos de Diseño.-

En el diseño de concreto estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, respondiendo eficientemente a disposiciones reglamentadas. En el presente trabajo se realizará el diseño, tanto para los elementos de hormigón armado como para los de acero, por el método LRFD que consiste en afectar, a solicitaciones y respuestas, de factores de mayoración de cargas y minoración de resistencias.

El método de diseño por resistencia, requiere que se incrementen las cargas de servicio o las fuerzas y momentos internos relacionados, por medio de los factores de carga especificados (resistencia requerida) y que las resistencias nominales calculadas se reduzcan por medio de los factores de reducción de resistencia (resistencia de diseño).

1.6.1. El Método lrfd para Estructuras de Acero.- (*Mc Cormack*)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término estados límite, se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos tipos de estados límite: Los de resistencia y los de servicio.

a) Estados límite de resistencia.- Los estados límite de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

b) Estados límite de servicio.- Los estados límite de servicio se refiere al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

En el método LRFD las cargas de trabajo o servicio (Q_i) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λ_i) que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen

las “cargas factorizadas” usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas.

La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor el proyectista intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra.

Lo anteriormente expuesto puede resumirse de la siguiente manera:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

El miembro izquierdo de ésta expresión, se refiere a los efectos de las cargas en la estructura, y el derecho a la resistencia o capacidad del elemento estructural.

1.6.1.1. Factores de Carga.-

El propósito de los factores de carga, es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas

El valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas, ya que se puede estimar con más precisión las magnitudes de las cargas muertas que de las cargas vivas.

Las combinaciones usuales de cargas consideradas en el LRFD son:

$$U=1.4 D \quad (\text{Ecuación A4-1 del LRFD})$$

$$U=1.2 D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-2 del LRFD})$$

Donde se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas, L_r para cargas vivas en techos, S para cargas de nieve y R para carga inicial de agua de lluvia o hielo, sin incluir el encharcamiento. La letra U representa la carga última.

Las cargas de impacto se incluyen sólo en la segunda de esas combinaciones. Si comprende las fuerzas de viento (W) o sismo (E), es necesario considerar las siguientes combinaciones:

$$U=1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R)+(0.5L \text{ o } 0.8W) \quad (\text{Ecuación A4-3 del LRFD})$$

$$U=1.2 D + 1.3W + 0.5L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4del LRFD})$$

$$U=1.2 D \pm 1.0E + 0.5L+ 0.2 S \quad (\text{Ecuación A4-5del LRFD})$$

Es necesario considerar la carga de impacto sólo con la combinación A4-3 de este grupo. Existe un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones A4-3, A4-4, A4-5 cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas y en todas las áreas donde la carga viva exceda de 100 psf. Para tales casos debe usarse el valor 1.0 y las combinaciones de carga resultan ser:

$$U=1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R)+(1.0L \text{ o } 0.8W) \quad (\text{Ecuación A4-3' del LRFD})$$

$$U=1.2 D + 1.3W + 1.0L+0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R) \quad (\text{Ecuación A4-4'del LRFD})$$

$$U=1.2 D \pm 1.0E + 1.0L+ 0.2 S \quad (\text{Ecuación A4-5'del LRFD})$$

En las especificaciones LRFD se da otra combinación de cargas para tomar en cuenta la posibilidad del levantamiento. Esta condición se incluye para cubrir los casos donde se desarrolla fuerzas de tensión debidas a momentos de volteo; regirá solo en edificios altos donde se presentan fuertes cargas laterales. En esta combinación las cargas muertas se reducen en un 10% para tomar en cuenta situaciones en las que se hayan sobreestimado.

La posibilidad en que las fuerzas de viento y sismo puedan tener signos más o menos, necesita tomarse en cuenta sólo en ésta última ecuación A4-6. Así entonces, en las ecuaciones precedentes los signos usados para W y E son los mismos que los signos usados para los otros conceptos en esas ecuaciones:

$$U=0.9 D \pm (1.3W \text{ o } 1.0 E) \quad (\text{Ecuación A4-6 del LRFD})$$

1.6.1.2. Factores de Resistencia.-

Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teórica (llamada resistencia nominal) de cada elemento por un factor ϕ , de resistencia de sobrecapacidad que es casi siempre menor que 1.0. Estos factores tienen los siguientes valores: 0.85 para columnas, 0.75 o 0.90 para miembros a tensión, 0.90 para flexión o el corte en vigas.

En la tabla 4., se muestra los valores de los factores de resistencia de las especificaciones LRFD. Las magnitudes de los factores de resistencia dados en las especificaciones LRFD se basan en investigaciones realizadas en la Universidad Washington en San Luís, Missouri.

Tabla 4. FACTORES DE RESISTENCIA CARACTERISTICOS

Factores de Resistencia o ϕ	Situaciones
1.00	Aplastamiento en áreas proyectadas de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, filetes de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de las soldadura, soldadura de ranura en el metal base, fluencia en la sección total del miembro a tensión.
0.85	Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.
0.80	Cortante en el área efectiva de soldadura de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.
0.75	Tornillos a tensión, soldadura de tapón o muesca, fractura en la sección neta de miembros a tensión.
0.65	Aplastamientos en tornillos (que no sean tipo A307)
0.60	Aplastamiento en cimentaciones de concreto.

1.6.2. Diseño por Resistencia.-

La característica de un elemento estructural es su resistencia real, es por esto que “calcular los elementos”, es decir, seleccionar las dimensiones del concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que sus resistencias sean adecuadas para sostener las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, considerablemente mayores que las cargas que se espera actúe realmente durante el servicio normal. Este concepto de diseño se conoce como diseño a la resistencia.

Un elemento diseñado por el método de la resistencia, también debe demostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Por ejemplo, las deflexiones de las vigas deben estar limitadas a valores aceptables, y la cantidad y espesor de las grietas de flexión con cargas de servicio deben mantenerse controlados. Las condiciones límites de funcionamiento son parte importante del diseño total aunque la atención se enfoque inicialmente hacia la resistencia.

Como alternativa al método de diseño a la resistencia, se calculan las dimensiones de los elementos algunas veces, de manera que los esfuerzos en el acero y en el concreto, causados por cargas normales de servicio, estén dentro de unos límites especificados. Estos límites conocidos como “esfuerzos admisibles” son apenas una fracción de los esfuerzos de falla de los materiales.

1.6.2.1. Disposiciones de Seguridad del Código ACI.-

Las disposiciones de seguridad del Código ACI utilizan coeficientes de reducción de la resistencia y coeficientes de mayoración de las cargas. Estos coeficientes se fundamentan hasta cierto punto en información estadística, pero dependen en mayor grado de la experiencia, del criterio de ingeniería y de concertaciones. Las disposiciones de seguridad se resumen a que la resistencia de diseño ϕS_n de una estructura o elemento debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida U calculada a partir de las cargas mayoradas, es decir:

Resistencia de diseño \geq resistencia requerida

o

$$\phi S_n \geq U$$

La resistencia nominal S_n se calcula (por lo general un poco conservadora) mediante métodos aceptados. La resistencia requerida U se calcula aplicando los coeficientes de carga apropiados a las cargas de servicio respectivas: carga muerta D , carga viva L , carga de viento W , carga sísmica E , presión de tierra H , presión de fluido F , estudio de impacto I y efectos ambientales T que pueden incluir asentamientos, flujo plástico, retracción de fraguado y cambios de temperatura. Las cargas se definen en un sentido general para incluir, bien sean cargas directas o efectos internos como momentos, cortantes y axiales. De esta manera y en términos específicos, para un elemento sometido por ejemplo a momento, cortante y axial.

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde los subíndices n indican las resistencias nominales a flexión, cortante y axial respectivamente y los subíndices u indican los efectos mayorados de momento, cortante y axial.

En la tabla 5., se resumen los coeficientes de carga especificados por el código ACI, que deben aplicarse a las cargas muertas calculadas y a las cargas vivas y ambientales estipuladas en los códigos o normas apropiadas.

Los coeficientes reflejan, de manera general, las incertidumbres con las cuales se calculan los efectos internos de las cargas a partir de las cargas externas.

Tabla 5. Combinaciones de cargas mayoradas para determinar la resistencia requerida U en el código ACI

Condición	Carga mayorada o efecto de carga U
Básica	$U=1.4D + 1.7L$
Vientos	$U=0.75(1.4D + 1.7L+1.7W)$ e incluir una consideración con $L= 0$ $U=0.9D + 1.3W$ $U=1.4D + 1.7L$
Sismo	$U=0.75(1.4D + 1.7L+1.87E)$ e incluir una consideración con $L= 0$ $U=0.9D + 1.43E$ $U=1.4D + 1.7L$
Presión de tierra	$U=1.4D + 1.7L+1.7H$ $U=0.9D + 1.7H$ $U=1.4D + 1.7L$
Fluidos	Adicionar $1.4F$ a todas las cargas que incluyan L
Impacto	Sustituir L por $(L+I)$
Efectos de asentamiento, de flujo plástico, de retracción de fraguado o de cambios de temperatura	$U= 0.75(1.4D + 1.4T+1.7L)$ $U=1.4(D + T)$

1.6.2.2. Coeficientes de Reducción de Resistencia.-

Los coeficientes de reducción de resistencia ϕ del código ACI tienen asignados diferentes valores que dependen del conocimiento particular, es decir, de la precisión con la cual puede calcularse las diferentes resistencias. En consecuencia, el valor de la flexión es mayor que los establecidos para fuerzas cortantes o de contacto. Los valores de ϕ reflejan también la importancia probable de un elemento en particular en la supervivencia de la estructura y del control de calidad probable que se puede alcanzar. Por éstas dos razones se utiliza un valor menor para columnas que para vigas. En la tabla 6., se presentan los valores de ϕ especificados por el código ACI.

Tabla 6. Coeficientes de reducción de resistencia en el código ACI

Tipo de resistencia	Coefficiente de reducción de la resistencia ϕ
Flexión sin carga axial	0.9
Carga axial y carga axial con flexión	
Tensión axial y carga axial con flexión	0.9
Compresión axial y compresión axial con flexión	
Elementos con refuerzo en espiral	0.75
Otros elementos	0.70
excepto para los casos de cargas axiales bajas en los cuales el valor de ϕ puede incrementarse de acuerdo con lo siguiente:	
Para elementos en los cuales f_y no excede 60,000 lb/pulg ² con refuerzo simétrico y con $(h-d'-d)/h$ no menor que 0.70, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.9 a medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ hasta cero.	
1. Para otros elementos reforzados, ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 a medida que ϕP_n disminuye desde $0.10 f'_c A_g$ o ϕP_{nb} el que sea menor, hasta cero.	
Cortante u torsión	0.85
Contacto sobre el concreto	0.70

1.6.3. Coherencia entre los dos Métodos.-

Aunque el primer método explicado anteriormente está destinado para el diseño de estructuras de acero y el segundo método destinado al diseño de estructuras y elementos de hormigón reforzado, ambos métodos convergen en los siguientes puntos:

Ambos adoptan para el diseño el método LRFD que consiste en afectar, a solicitaciones y respuestas, de factores de mayoración de cargas y minoración de resistencias.

En ambos métodos los coeficientes de carga y resistencia o factores de mayoración de carga y minoración de resistencia, se fundamentan hasta cierto punto en investigaciones, información estadística y dependen en mayor grado de: la experiencia, criterio de ingeniería y concertaciones.

Ambos métodos son aplicados a la teoría de la elasticidad.

Los valores de los factores o coeficientes de mayoración de cargas o minoración de resistencia, en ambos métodos son similares, al ser aplicados por la incertidumbre de la apreciación de las cargas adoptadas, de la resistencia de los materiales y de mano de obra.

El método LRFD para estructuras de acero y de diseño por resistencia para elementos de hormigón, se aplicará para el diseño de losas mixtas

El método de diseño por resistencia para elementos de hormigón, se aplicará para el diseño de losas reticulares.

CAPITULO II

PREMISAS DE DISEÑO

2.1. Características Generales del Edificio en Estudio.-

El edificio en estudio o como se lo ha nombrado “estructura tipo”, está ubicada en Tarija en la zona del Barrio **FATIMA** sobre la calle avaroa entre la calle La Paz y Padilla.

La superficie que ocupa esta estructura es de 263.65 m², con un frente de 9.45m y de fondo 27.9m, está constituido por cuatro plantas de áreas y distribución arquitectónica similares, destinados a una vivienda multifamiliar. En planta baja cuenta con un estacionamiento, un área destinada para el comercio, y en los restantes pisos cuenta con cocina, comedor, living, dormitorio y todos los servicios indispensables para un edificio de estas características.

2.2. Ingeniería básica del proyecto.-

2.2.1. Estudio Topográfico.-

La topografía es un aspecto muy relevante, tomando en cuenta que si la simple falla al tomar un punto, ya sea planimétricamente o altimétricamente llevaría a una serie de problemas al momento de determinar el terreno de construcción y al realizar el emplazamiento de la estructura a llevarse a cabo.

Se realizó el levantamiento del terreno para verificar el área especificada en planos del lote de terreno, éste no presenta relieves importantes, se podría decir que es un terreno totalmente plano y se proyectó el emplazamiento de la estructura tipo sin ningún problema planimétrico ni altimétrico.

2.2.2. Estudio arquitectónico y de uso del suelo.-

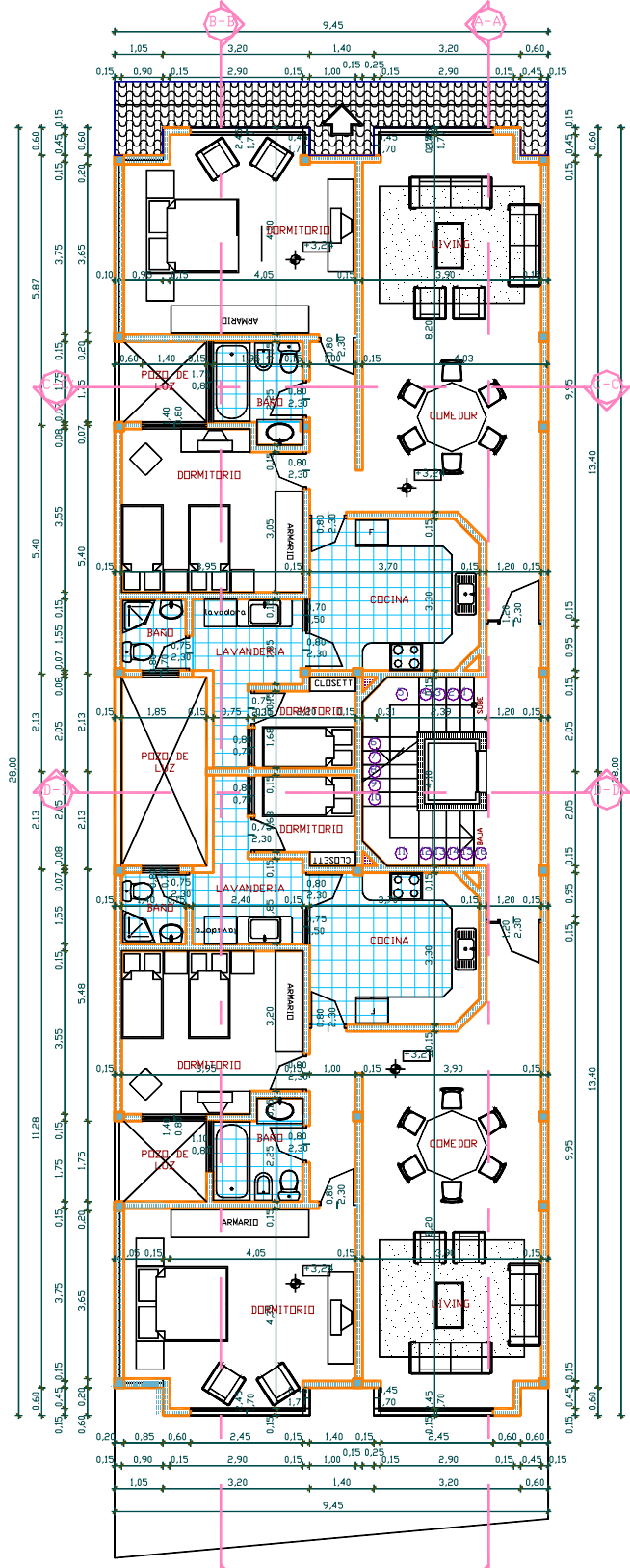
El diseño arquitectónico, fue realizado con la ayuda de un arquitecto haciendo uso de programas computacionales, basándose en las normas vigentes conteniendo todas las características adecuadas para el cual estará diseñado el edificio, los cuales se detallan a continuación y se verán reflejados en los planos arquitectónicos:

2.2.2.1. Determinación del Proyecto.- La tipología arquitectónica a utilizar en el proyecto es moderna de líneas rectas; en el entendido que la zona tiene una fuerte influencia de tipo comercial por el eje que constituye la Av. La Paz, se a dispuesto que en planta baja se establezca un local comercial en sector de la calle Avaroa y en la parte posterior un sector de estacionamiento como ordena la Norma, a los fines de facilitar la circulación vertical a los pisos superiores se a propuesto una escalera de tres tramos que se aproxima a una forma cuadrada, en cada nivel.

En las plantas superiores se a propuesto dos Departamentos por piso, logrando establecer tres zonas claramente definidas, la privada conformada por dos dormitorios y un baño principal, la social por el living comedor, y la de servicio por la cocina, habitación de servicio y su baño, más el sector de lavandería.

2.2.2.2. Uso del suelo Barrio Fátima.- De conformidad a la normativa en vigencia en su Artículo 6.14, determina como uso del suelo (Zona 14) como HABITACIONAL; En consecuencia se procedió a elaborar el proyecto con las características de tipo Multifamiliar en Bloque.

2.2.2.3. Emplazamiento del Terreno.- El terreno sujeto del presente estudio se encuentra emplazado más o menos en mitad del manzano, con frente orientación NORTE, enclavado entre tres medianeras, lo que nos condiciona a optimizar el uso de la Luz, el Aire y el Sol, con la inclusión de Pozos de acuerdo a Norma.



PLANTA PRIMER PISO

2.2.3. Estudio de suelos.-

El estudio de suelos fue realizado con la ayuda de los técnicos del laboratorio de suelos de la Universidad Juan Misael Saracho, el cual consistió en hacer tres pozos con una profundidad de 1.7m; para el respectivo estudio del Cono Holandés, obteniendo así toda la información de campo para luego ser procesada en gabinete donde se obtuvo capacidades portantes del suelo de:

(Pozo N°1)	(Pozo N°2)	(Pozo N°3)
$\sigma_{adm} = 1.5kg / cm^2$	$\sigma_{adm} = 1.58kg / cm^2$	
$\sigma_{adm} = 1.54kg / cm^2$		

El valor de la capacidad portante que se considera para el cálculo y dimensionamiento de las zapatas es de $\sigma_{adm} = 1.5kg / cm^2$. Para mayor referencia el estudio del Cono Holandés, datos de campo y trabajo de gabinete se encuentra en el (anexo 2).

2.3. Materiales.-

La resistencia de materiales que se utiliza tanto para losas reticulares y para losas mixtas son los que se describen a continuación.

$$f_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (resistencia característica del hormigón)}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (resistencia característica del acero)}$$

$$f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (resistencia característica del acero DNA – 420 S con características de soldabilidad fabricado con norma IRAM-IAS U 500-207)}$$

2.4. Requisitos Dimensionales según Normativa.-

De acuerdo a las normativas y métodos elegidos previamente, los requisitos dimensionales para los forjados reticulares son los siguientes:

- Para pilares, la dimensión transversal mínima será de 25 cm. En pilares rectangulares las recomendaciones indican secciones de 30 cm. x 30 cm. en columnas centrales y de 40 cm. x 30 cm. en columnas de medianería.

- En las placas, las normas indican que la relación canto/luz tendrá como valor mínimo $l/28$, pero para evitar congestión de armadura se recomienda $l/25$. Además el canto mínimo a usar será de 15 cm.
- En zonas aligeradas el espesor de la losa superior (capa de compresión), no será inferior a 3 cm., si se emplean bloques aligerantes de cerámica. Si en lugar de bloque aligerantes se emplean moldes recuperables o moldes perdidos de poliuretano, además de cumplirse la anterior condición, el espesor de la capa de compresión no deberá ser inferior a 5 cm., ó un décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios.
- El ancho de los nervios no será inferior a 7 cm., ni a la cuarta parte de la altura del nervio, sin contar la losa superior.
- La separación entre nervios no superará el metro, siendo el entre eje recomendado el de 80 cm. y en cada recuadro habrá, por lo menos, seis nervios en cada dirección. (según J. Calavera, esta condición de las normas, es muy conservadora dando la sugerencia de que un mínimo de cinco nervios le parece suficiente). Hay que recordar que esta recomendación es para el método de los pórticos virtuales. El cálculo de la estructura en estudio se realizará por el método del emparrillado plano y el análisis será espacial (3D), para éstos casos se debe elegir un emparrillado que garantice resultados apropiados y no alejados de la realidad.
- Los forjados reticulares llevarán en todo su contorno una viga de borde o nervio perimetral, cuyo ancho no será inferior a 25 cm., ni al canto total de la placa.
- Cuando se utilizan vigas peraltadas entre columnas, no es necesario la utilización de ábacos, salvo que con las condiciones impuestas la zona próxima a las columnas falle por punzonamiento. Este no es el caso en el presente estudio.

2.5. Análisis de Cargas Permanentes.-

Las cargas permanentes o muertas son provenientes de los pesos propios de los elementos estructurales y no estructurales como ser:

Peso propio de la placa, peso propio de vigas, peso propio de columnas, peso de gradas, peso del sobrepiso y acabados, peso de las paredes y de los revoques.

2.5.1. Usando forjados reticulares (alternativa A)

2.5.1.1. Predimensionamiento.-

Con las consideraciones anteriores las dimensiones asumidas para los diferentes elementos estructurales son:

a) Peralte de losa.-

En un diseño estructural se toma en cuenta la losa más crítica que es la de mayor dimensión, o bien una intermedia con el fin de uniformizar el canto de losa de toda la estructura. En este diseño las dimensiones de la losa crítica son de 5.2 m por 5.8m, entonces la longitud adoptada para definir el canto de la losa es de 5.8m.

$$h = \frac{L}{25} = \frac{580}{25} = 23.2cm$$

En función a este valor se asumirá una medida comercial de h=25cm. siendo la altura del bloque aligerante de 20cm. con una capa de compresión de 5cm, espesor condicionado por utilizar moldes perdidos de poliuretano.

b) Separación de nervios.-

La separación no debe exceder de un metro, y se recomienda un entre eje de 80cm.

La separación que se asumirá es de 75cm. la cual está condicionada como múltiplo de entreje de la tridilosa que es de 25 cm. con fines de comparación.

c) Ancho de nervios.-

El ancho de los nervios no será inferior a 7 cm., ni a la cuarta parte de la altura del nervio, sin contar la losa superior. Frecuentemente el ancho utilizado es de 10 cm., dimensión que esta demostrada ser la ideal por el buen comportamiento que presentan

frente a los esfuerzos ocasionados por flexión, corte y torsión .Entonces el ancho de nervio asumido es de 10 cm.

d) Secciones de vigas.-

El reglamento ACI nos presenta una tabla de peraltes mínimos de vigas, para diferentes condiciones de borde:

TABLA 7. PERALTES MINIMOS EN VIGAS.

PERALTE MINIMO h				
Elementos	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elemento susceptibles de dañarse por grandes deflexiones			
Vigas o losas nervadas en una dirección	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

(Fuente), Tabla 9.5a Peraltes mínimos de vigas no preesforzadas a menos que se calculen las deflexiones. **REGLAMENTO ACI 318-3 pag. 162.**

Según esta tabla 7, podríamos hacer una combinación de peraltes en función de la ubicación de las vigas, pero constructivamente no es recomendable; así que como consejo del reglamento tomaremos $h = \frac{L}{16}$, valor que en la práctica se lo usa mucho para ser conservadores, sin importar si la viga es intermedia o si está en un extremo.

Con el fin de uniformizar las alturas se tomará como luz de cálculo $L=5.8m$ y $L=3.85m$

$$h = \frac{580}{16} = 36.25cm \text{ Se asumirá un peralte de } 40 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{580}{16} = 24.06cm \text{ Se asumirá un peralte de } 30 \text{ cm.}$$

Para lograr secciones ($b \times h$) económicas de vigas, se recomienda que la altura esté entre $h=2b$ y $h=3b$ por lo tanto cumplimos dichas recomendaciones con las siguientes secciones:

Para la mayoría de las vigas se usará una sección $b=20$ cm. que está condicionada por los muros y $h=40$ cm. condicionada por premisas de diseño, y en algunas $b=15$ cm. con $h=30$ cm. cumpliendo los anteriores requisitos.

Según norma, recomienda usar estos valores de h para omitir el cálculo de las deflexiones, pero no se estará conforme hasta calcular las deformaciones de las vigas mas solicitadas y comprobar si cumplen o no con las flechas admisibles, caso contrario se aumentará la inercia y rigidez de las vigas.

e) Secciones de columnas.-

Las recomendaciones por la normativa ACI, están dadas para secciones de columnas, pero hay que estar concientes que la norma está hecha para proyectar edificios de alturas considerables que pasan de los 100 m de altura, es por esta razón que las secciones de nuestro diseño en su mayoría son variables y menores que las recomendadas al ser la estructura tipo solo de cuatro plantas. Cabe recalcar que dichas secciones satisfacen las solicitaciones de diseño y cumplen las condiciones de cuantías.

Prevía optimización las secciones de columna son:

$b=30$ cm $h=35$ cm; $b=30$ cm $h=30$ cm; $b=25$ cm $h=30$ cm; $b=25$ cm $h=25$ cm; $b=20$ cm $h=30$ cm; $b=20$ cm $h=25$ cm; $b=20$ cm $h=20$ cm.

Estas secciones estarán ubicadas en la estructura según las solicitaciones de diseño.

Con las secciones de los diferentes elementos estructurales señalados, está conformada la estructura en estudio, que tiene la característica de pórtico espacial con emparrillados planos.(figura 41)

2.5.1.2. Cargas.-

2.5.1.2.1. Peso propio de losa.- En los diseños comunes se acostumbra a tomar las cargas para un metro cuadrado o para una franja de un metro.

Este diseño es muy particular al constituirse un pórtico espacial con un emparrillado plano idealizado como losa, en una estructura monolítica.

Este tipo de losa tiene como condicionante que las cargas serán aplicadas de forma puntual en cada intersección de los nervios, definiéndose de esta manera el área de influencia para cada nudo. (figura 33)

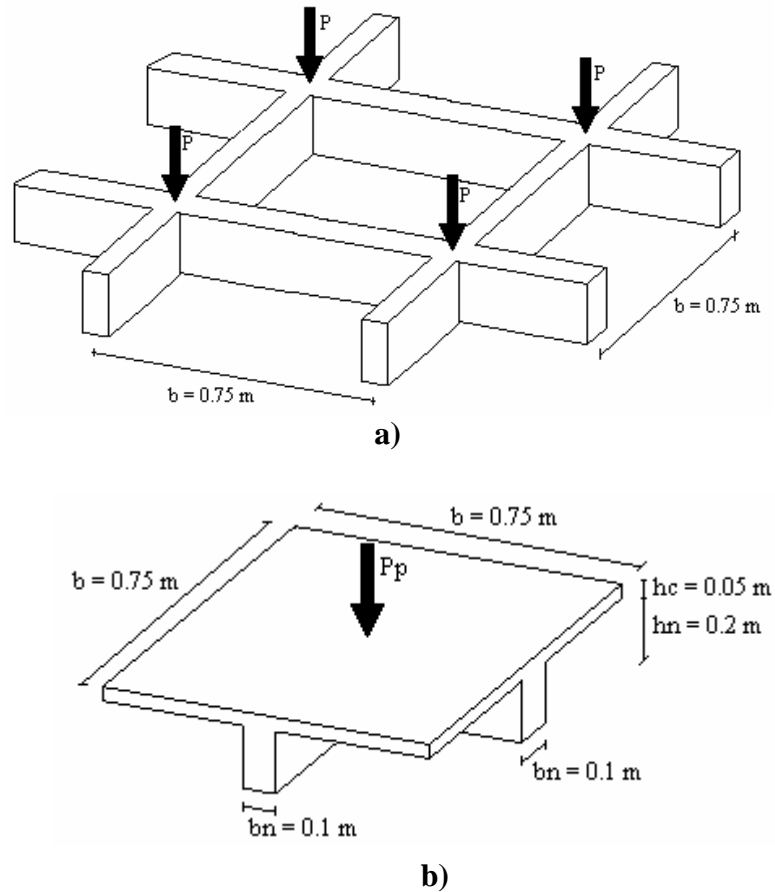


Figura.- 33. Aplicación de cargas en losa reticular

$$P_p = ((b*b*h_c)+(b_n*h_n*b)+(b_n*h_n*b)) * \gamma_{H^A}$$

Donde:

P_p = Peso propio en (kg)

b = Ancho de aporte de la losa de compresión a cada nervio.

h_c = Altura de la capa de compresión.

h = Altura total de la placa.

b_n = Base de un nervio.

h_n = altura del nervio sin losa de compresión.

b = longitud del nervio.

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del hormigón armado

PESO PROPIO DE LOSA

Capa de compresión

b_c (m)	b_c (m)	h_c (m)	V (m ³)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$ (kg/m ³)	P_1 (kg)
0,75	0,75	0,05	0,028125	2400	67,5

Nervio 1

b_n (m)	h_n (m)	b (m)	V (m ³)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$ (kg/m ³)	P_2 (kg)
0,1	0,2	0,75	0,015	2400	36

Nervio 2

b_n (m)	h_n (m)	b (m)	V (m ³)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$ (kg/m ³)	P_3 (kg)
0,1	0,2	0,65	0,013	2400	31,2

$P_p = 134,7 \text{ kg}$

Se asume $P_p = 135 \text{ kg}$

2.5.1.2.2. Sobrepiso y acabados actuantes en la losa.-

SOBRE PISO Y ACABADOS

Piso		
Mosaico+mortero	$\gamma_{\text{Piso}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$P_1 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
0,04	2000	80

Como la carga debe actuar solo en 0,75 m la CM. la hacemos puntual

Cielo raso		
Yeso	$\gamma_{\text{Yeso}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$P_2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
0,015	1200	18

CM. = $99,472 * 0,75 * 0,75 = 55,95 \text{ kg}$

Plastoformo		
Poliuretano	$\gamma_{\text{Plast.}} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$P_3 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
0,2	7,36	1,472

Se asume CM. = 56 kg

$$\text{CM} = 99,472 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

2.5.1.2.3. Carga de muros.-

Insumos en 1 m^2 de pared de un espesor $e=18\text{cm.}$:

$$\text{N}^\circ \text{ ladrillos} = 27.47 \text{ pza/m}^2$$

$$\text{Arena} = 0.037 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Cemento} = 7.68 \text{ kg/m}^2 \text{ dosif. 1:6}$$

$$\text{Ladrillo} = 27.47 \text{ pza/m}^2 * 4.5 \text{ kg/pza} = 123.61 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Arena} = 0.037 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 1500 \text{ kg/m}^3 = 55.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM}_{,M} = 7.68 + 123.61 + 55.5 = 186.79 \text{ kg/m}^2$$

Insumos en 1 m^2 de pared de un espesor $e=12\text{cm.}$:

$$\text{N}^\circ \text{ ladrillos} = 19.23 \text{ pza/m}^2$$

$$\text{Arena} = 0.0203 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Cemento} = 5.19 \text{ kg/m}^2 \text{ dosif. 1:6}$$

$$\text{Ladrillo} = 19.23 \text{ pza/m}^2 * 4.5 \text{ kg/pza} = 86.53 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Arena} = 0.0203 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 1500 \text{ kg/m}^3 = 30.45 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM}_{,M} = 5.19 + 86.53 + 30.45 = 186.79 \text{ kg/m}^2$$

2.5.1.2.4. Carga de revoque.-

El espesor de revoque se asume 1.5 cm. en una cara del muro, donde sea necesario el revoque irá en las dos caras entonces el espesor será de 3 cm..

$$\gamma_{\text{revoque}} = 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$\text{CM}_{,R} = 0.015 \text{ m} * 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)} = 18.75 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{CM}_{,R} = 0.03 \text{ m} * 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)} = 37.5 \text{ kg/m}^2$$

2.5.1.2.5. Cargas de escalera.-

Es muy común la ejecución con vigas disimuladas en el descanso, pero el inconveniente está en que esta viga sufre, aparte de su flexión también una torsión. Debido a esta torsión, en el borde interno del descanso aumenta la tensión de tracción por flexión. De ahí “*Beton-kalender en su libro de Hormigón Armado*”, recomienda para nuestro caso: Que cuando la planta de una caja de escalera, en vez de ser rectangular, se aproxima a una forma cuadrada como en el caso de la escalera de cuatro tramos (figura 34), se calcula cada tramo con los descansos correspondientes como una sola viga de longitud L, simplemente apoyada. En este caso se distribuye la carga de los dos descansos por mitades a las dos franjas de vigas que se cruzan. La armadura para el descanso debe ubicarse en forma tal que en el borde interno resulte más densa y que el centro de gravedad de la misma coincida con el tercio del descanso. Así es como se idealiza la solución particular de esta escalera.

Para las dimensiones y cargas de la escalera recurrimos a la ayuda que nos proporciona *Juan Ortega García* en su libro “ *Concreto Armado II con el reglamento ACI.*”

Forma y dimensiones de la escalera

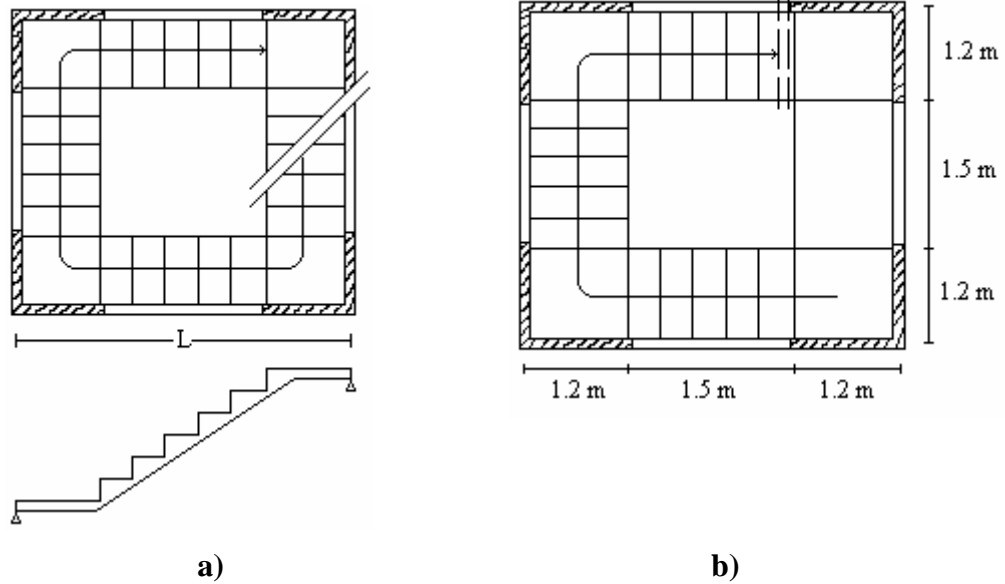


Figura 34. Vista en planta y corte de escalera

Dimensionamiento.

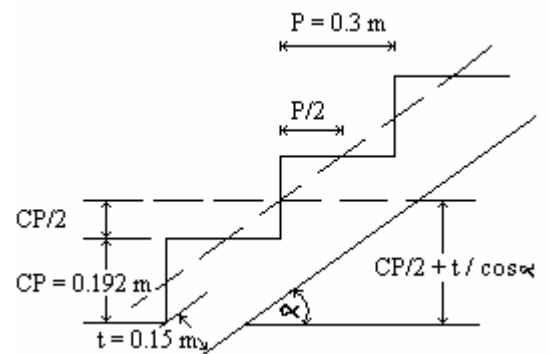
$t = L/25$ - ó 3 a 4 cm. cada metro

$P =$ paso en edificios 0.3 m

$CP =$ contrapaso 0.15 m a 0.2 m para edificios y secundarios

Ancho = para edificios 1.2 m

Figura 35. Dimensiones adoptadas



Cargas que actual sobre la escalera:

Peso propio.-

$$PP_{Gradas} = 2400 \left[\left(\frac{cp}{2} \right) + \left(\frac{t}{\cos \alpha} \right) \right] = \frac{kg}{m^2}$$

$$PP_{Gradas} = 2400 \left[\left(\frac{0.192}{2} \right) + \left(\frac{0.15}{\cos(32.619)} \right) \right] = 657.82 \frac{kg}{m^2}$$

$$PP_{Descanso} = 2400 * 0.15 = 360 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta.-

$$\text{Acabados CM.} = 100 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva.-

$$\text{Vivienda y edificios residenciales CV} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Calculo de la carga distribuida.-

Tramo de gradas

$$PP_{Gradas} = 657.82 \text{ kg/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 789.38 = 790 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM.} = 100 \text{ kg/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 120 \text{ kg/m}$$

$$\text{CV} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}$$

Descanso

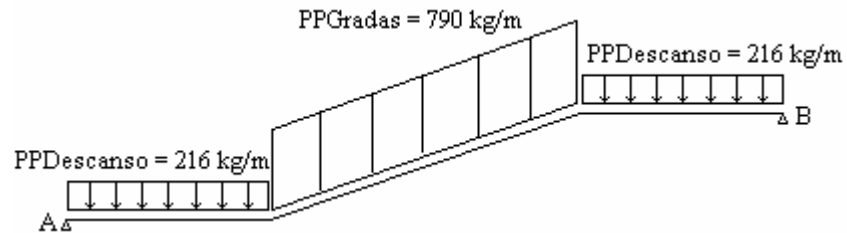
$$PP_{Descanso} = 360 \text{ kg/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 432 * 0.5 = 216 \text{ kg/m}$$

$$\text{CM.} = 100 \text{ kg/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 120 * 0.5 = 60 \text{ kg/m}$$

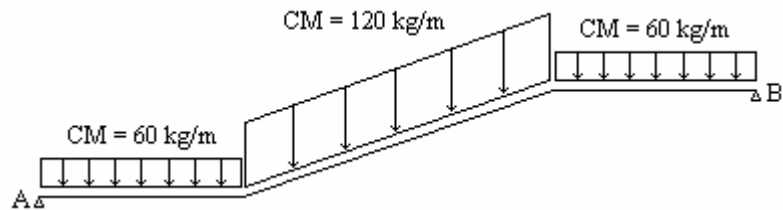
$$\text{CV} = 200 \text{ kg/m}^2 * 1.2 \text{ m} = 240 * 0.5 = 120 \text{ kg/m}$$

Con estas cargas obtenidas se carga un tramo de escalera según recomienda **BETON-KALENDER**, para luego realizar el cálculo de esfuerzos y de las reacciones con las que se cargará al pórtico espacial. (figura 36)

Peso Propio.-



Carga Muerta.-



Carga Viva.-

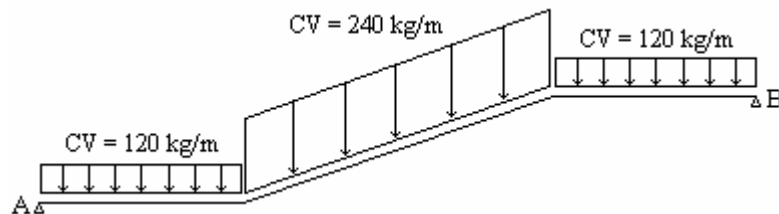


Figura 36. Gráficas de cargas en escalera.

Reacciones en poyo de escalera.-

Las reacciones están distribuidas en el ancho de la escalera de cada tramo y se aplicarán al pórtico espacial sin mayorarlas.

REACCIONES EN APOYO A			REACCIONES EN APOYO B		
PP (kg)	CM. (kg)	CV (kg)	PP (kg)	CM. (kg)	CV (kg)
962,65	178,85	357,71	962,65	178,85	357,71

2.5.1.2.6. Determinación del peso propio de las columnas.-

PESO PROPIO DE COLUMNAS

Nivel (m)	b (m)	h (m)	L (m)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$	V (m ³)	P (kg)
3,06	0,2	0,2	3,06	2400	0,1224	293,76
	0,2	0,25	3,06	2400	0,153	367,2
	0,25	0,25	3,06	2400	0,19125	459
	0,25	0,3	3,06	2400	0,2295	550,8
	0,3	0,3	3,06	2400	0,2754	660,96
	0,3	0,35	3,06	2400	0,3213	771,12
5,94	0,2	0,25	2,88	2400	0,144	345,6
	0,2	0,3	2,88	2400	0,1728	414,72
	0,25	0,25	2,88	2400	0,18	432
8,82	0,2	0,25	2,88	2400	0,144	345,6
11,7	0,2	0,25	2,88	2400	0,144	345,6

2.5.1.2.7. Determinación del peso propio de vigas.-

PESO PROPIO DE VIGAS

Viga	b (m)	h (m)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$	P (kg/m)
15 x 30	0,15	0,3	2400	108
20 x 40	0,2	0,4	2400	192

2.5.2. Usando Tridilosas (Alternativa B)

2.5.2.1. Predimensionamiento.-

Al tratarse de un elemento mixto hormigón acero para determinar el canto de la losa tomaremos en cuenta las recomendaciones de la normativa ACI y para los componentes de el elemento estructural se tomará en cuenta la verificación y recomendaciones de la normativa LRFD. Con éstas consideraciones, las dimensiones asumidas para los diferentes elementos estructurales son:

a) Peralte de losa.-

En un diseño estructural, se toma en cuenta la losa más crítica que es la de mayor dimensión, o bien una intermedia con el fin de uniformizar el canto de losa de toda la estructura. En nuestro diseño las dimensiones de la losa crítica son de 5.2 m por 5.8m, entonces la longitud adoptada para definir el canto de la losa es de 5.8m.

$$h = \frac{L}{25} = \frac{580}{25} = 23.2cm$$

El valor que se asume para el canto de la losa es de $h=25cm$. (figura 37)

b) Altura de la capa de compresión.- Las recomendaciones indican que en los entrepisos el espesor de la losa superior (capa de compresión), no será inferior a 3 cm., si se emplean bloques aligerantes de cerámica. Si en lugar de bloque aligerantes se emplean moldes recuperables o moldes perdidos de poliuretano, además de cumplirse la anterior condición, el espesor de la capa de compresión no deberá ser inferior a 5 cm., ó un décimo de la luz libre entre paramentos laterales de los nervios. Así que se adoptará como altura de la capa de compresión $h_c = 5 cm$. (figura 37)

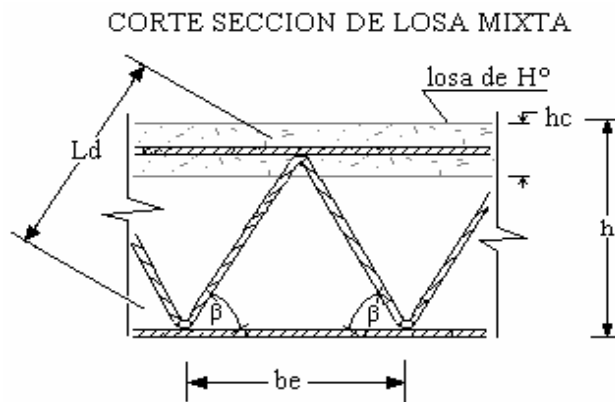


Figura 37. Predimensionamiento de tridilosa

Como ya se ha definido el peralte de la losa (h), altura de capa de compresión (h_c), adoptando la normativa **ACI** para hormigón armado, para definir las dimensiones de los restantes elementos que componen la sección de tridilosa (β , b_e , L_d), se asumirá las recomendaciones de la normativa de aceros así como sigue:

c) Requisitos para elementos rectos a flexión y sus componentes.-

El propósito de la celosía es mantener paralelas y a las distancias correctas las diversas partes del miembro armado (cordón superior e inferior), con objeto de unificar la distribución de esfuerzos en ellos; cada una de las partes tiende a pandearse lateralmente en forma individual, a menos que éstas estén unidas entre si y trabajen en conjunto para recibir la carga. Las especificaciones LRFD-E4, proporcionan las siguientes consideraciones para miembros armados.

- La celosía debe espaciarse de modo que las partes individuales conectadas no tengan valores de l/r entre conexiones mayores que el valor que rige para el miembro armado completo (Kl/r).
- La celosía debe ser dimensionada de manera que proporcione resistencia a una fuerza cortante normal al eje del miembro, igual o menor al 2% de la resistencia de compresión $\phi_c P_n$, del miembro.
- La relación de esbeltez l/r para la celosía se limita a 140 para celosía simple y a 200 para celosía doble.
- Para barras de celosías simples en compresión, L_d deberá considerarse como la longitud entre líneas de conectores o soldaduras y el 70% de esa longitud para celosías doble.
- La inclinación de la celosía con el eje del miembro deberá ser preferentemente no menor que 60° para celosía simple y 45° para celosía doble. (figura 38)

SECCION DE CELOSIA PLANA ESPACIAL

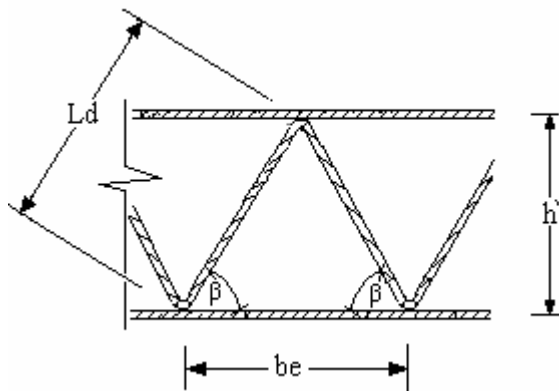


Figura 38. Dimensionamiento de celosía espacial

Adoptando el valor recomendado para la inclinación de las diagonales, ángulo $\beta=60^\circ$, Valor que se lo considera que está dentro del rango óptimo confirmado en el trabajo de tesis “*OPTIMIZACIÓN EN EL ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CELOSÍAS DE REDONDOS*”, y con la altura h' que es la separación de cordones, se define el paso b_e y la longitud de las diagonales L_d :

Realizando las correspondientes operaciones trigonométricas se define la longitud de los restantes elementos que componen la sección de tridilosa. (figura 39)

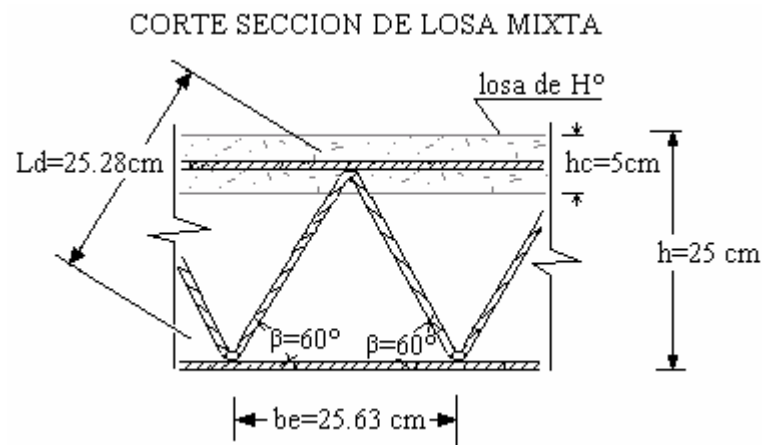


Figura 39. Sección de tridilosa con dimensiones definidas

d) Relaciones geométricas y esbelteces admisibles.-

Son de interés los valores admisibles aceptados para las relaciones geométricas de dimensiones y esbeltez, debido a que permiten realizar un predimensionamiento rápido y verificación previa a las secciones de celosías de redondos. De acuerdo a la recomendación *CIRSOC*¹⁴, se tienen las siguientes relaciones de dimensiones:

Los valores máximos aceptados para las relaciones geométricas de dimensiones y esbelteces son los siguientes:

- Elementos rectos a flexión:

Simplemente apoyados: $l/h \leq 35$

Continuos: $l/h \leq 45$

- Elementos curvos de pequeña curvatura (arcos) flexocomprimidos:

Cualquier tipo de apoyo:

$$\begin{aligned} l/h &\leq 55 \\ l/f &\leq 10 \\ l/i_y &\leq 110 \end{aligned}$$

- Elementos rectos comprimidos o flexocomprimidos:

Elementos principales: $\lambda_i \leq 150$

Elementos secundarios: $\lambda_i \leq 250$

La sección de tridilosa asumida, más propiamente dicho los elementos que la componen cordones superior e inferior y celosías cumplen todos estos requisitos.

2.5.2.1. Peso propio de losa.- Como se mencionó en el apartado 2.5.1.2.1., en los diseños comunes se acostumbra a tomar las cargas para un metro cuadrado o para una franja de un metro.

El método de emparillados planos, tiene como condicionante que las cargas serán aplicadas de forma puntual en cada intersección de los nervios definidos por cada celosía plana, definiendo de esta manera el área de influencia para cada nudo. (figura 40)

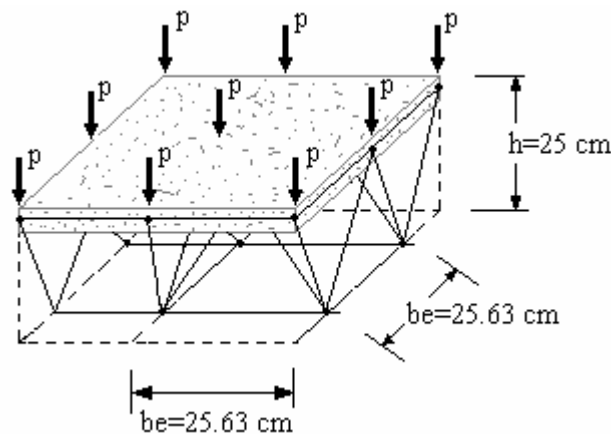


Figura 40. Aplicación de cargas en tridilosa

$$P_p = ((be \cdot be \cdot h_c) \cdot \gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}) + P_a$$

Donde:

P_p = Peso propio en (kg)

b_e = Ancho de aporte de la losa de compresión a cada nervio.

h_c = Altura de la capa de compresión.

h = Altura total de la losa mixta.

P_a = Peso aproximado de la armadura 7 kg/m^2

$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso especifico del hormigón armado.

PESO PROPIO DE LOSA

Capa de compresión					
b_c (m)	b_c (m)	h_c (m)	V (m ³)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$ (kg/m ³)	P_1 (kg)
0.2563	0.2563	0.05	0.00328	2400	7.88

Armadura espacial				
P_a (kg/m ²)	b_c (m)	b_c (m)	A (m ²)	P_2 (kg)
7	0.2563	0.2563	0.06569	0.46

$$P = 8.34 \text{ kg}$$

Se asume $P = 8.34 \text{ kg}$

2.5.2.2. Sobrepiso y acabados actuantes en la losa mixta.-

CARGAS MUERTAS

Piso		
Mosaico+mortero	γ_{Piso} (kg/m ³)	P_1 (kg/m ²)
0.04	2000	80

Como la carga debe actuar solo en 0,2563 m la CM la hacemos puntual

Cielo raso		
Yeso	γ_{Yeso} (kg/m ³)	P_2 (kg/m ²)
0.015	1200	18

$$CM = 98 * 0,2563 * 0,2563 = 6.43 \text{ kg}$$

Se asume $CM = 6.43 \text{ kg}$

$$CM = 98 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

2.5.2.3. Carga de muros.- Los valores de la determinación de las cargas de muros se encuentran explicados en el apartado 2.5.1.2.3.

2.5.2.4. Carga de revoque.- Los valores de la determinación de las cargas de revoque se encuentran explicados en el apartado 2.5.1.2.4

2.5.2.5. Cargas de escalera.- Los valores de la determinación de las cargas de la escalera se encuentran explicados en el apartado 2.5.1.2.5

2.5.2.6. Determinación del peso propio de las columnas.- El peso propio de las columnas será el mismo que se encuentra explicado en el apartado 2.5.1.2.6

2.5.2.7. Determinación del peso propio de vigas.- El peso propio de las vigas será el mismo que se encuentra explicado en el apartado 2.5.1.2.7.

2.6. Análisis de cargas vivas.-

2.6.1. Cargas vivas o accidentales.-

Las cargas accidentales que se adoptarán serán las recomendadas por el reglamento general de construcción del cual la norma ACI forma parte.

Las cargas accidentales dadas por la Norma MV 101-1962 tabla 3.1 (ver anexo 3) indica:

Para viviendas y edificios residenciales se recomienda una carga viva de 200 kg/m².

Para azoteas accesibles sólo en forma privada o para el mantenimiento se recomienda una carga viva de 150 kg/m².

2.6.2. Cargas de viento.-

Las cargas de viento se distribuyen de forma puntual en cada nudo, esta carga puntual es el resultado de multiplicar la carga de viento por el área de influencia en cada nudo del pórtico.

La carga de viento según la Norma MV 101- 1962, se la asume de la siguiente manera:

En un edificio de 0 a 10 m de altura, se debe asumir $P = 50 \text{ kg / m}^2$

En un edificio de 11 a 30 m de altura, se debe asumir $P = 75 \text{ kg / m}^2$

En nuestro diseño haremos caso omiso a esta recomendación, considerando la poca incidencia de vientos en Tarija , además se considera que la estructura se encuentra en medio de edificaciones similares estando de esta manera resguardada, y la razón fundamental es que la precisión que tiene el método descrito, deja de ser aplicable cuando es necesario introducir en el análisis de la estructura acciones de tipo horizontal, con las que el método deja de ser aplicable, Según el manual práctico de “*Florentino Regalado Tesoro*”

2.6.3. Cargas de sismo.-

La ciudad de Tarija se encuentra sobre rocas del ordovícico y del terciario, eras que presentan materiales sólidos muy antiguos, los cuales proporcionan mucha resistencia ante presencia de algún tipo sísmico.

En el libro “*Cálculo Sísmico de Estructuras de Alex H.Barbat*”, se presenta una zonificación en función de la escala de Mercalli Modificada, en dichas zonas ubicamos a Tarija entre la primera y segunda, donde no es necesario hacer un estudio sísmico ya que la actividad sísmica se la considera reducida, por lo tanto nos limitaremos a realizar un análisis sísmico.

CAPITULO III
DISEÑO DE ESTRUCTURA TIPO, EMPLEANDO
FORJADOS RETICULARES (BIDIRECCIONAL)

3.1. Dimensiones de elementos estructurales asumidos.-

En el apartado 2.5.1.1. se explicó y se asumió, dimensiones para los diferentes elementos estructurales según recomienda la normativa, como se muestra a continuación:

- **Peralte de losa.-**

El valor asumido es de una medida comercial de $h=25\text{cm}$. con bloque aligerante de 20cm .y con una capa de compresión de 5cm .

- **Separación de nervios.-**

La separación asumida es de 75cm . la cual está condicionada como múltiplo de entrejes de la tridilosa con fines de comparación.

- **Ancho de nervios.-**

El ancho de nervio asumido es de 10 cm .

- **Secciones de vigas.-**

Para la mayoría de las vigas se asume una sección $b=20\text{ cm}$. que está condicionada por los muros y $h=40\text{ cm}$. condicionada por premisas de diseño, y en algunas vigas $b=15\text{cm}$. con $h=30\text{cm}$.

- **Secciones de columnas.-**

Previa optimización las secciones de columna asumidas son:

$b=30\text{ cm } h=35\text{ cm}$; $b=30\text{ cm } h=30\text{ cm}$; $b=25\text{ cm } h=30\text{ cm}$; $b=25\text{ cm } h=25\text{ cm}$;
 $b=20\text{ cm } h=30\text{ cm}$; $b=20\text{ cm } h=25\text{ cm}$; $b=20\text{ cm } h=20\text{ cm}$. Estas secciones estarán ubicadas en la estructura según las solicitudes de diseño.

Con las secciones de los diferentes elementos estructurales señalados, está conformada la estructura en estudio, que tiene la característica de pórtico espacial

con emparrillados planos. (figura 41), “Se ha escondido los demás entresijos para tener una mejor apreciación de la estructura en conjunto”.

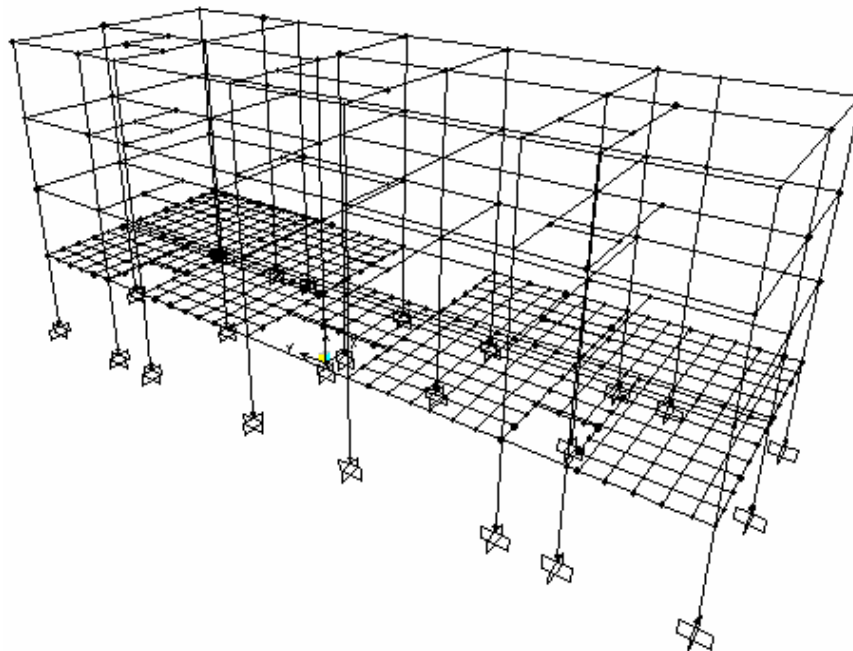


Figura 41. Pórtico espacial con emparrillados planos

3.2. Cargas actuantes en la estructura.-

En el apartado 2.5.1.2., se explicó la singularidad de las cargas actuantes en la estructura, ya que este diseño es muy particular al constituirse un pórtico espacial con un emparrillado plano idealizado como losa, en una estructura monolítica. Las cargas serán aplicadas de forma puntual en cada intersección de los nervios que conforman el emparrillado:

3.2.1 Cargas muertas.-

- **Peso propio de losa.-**

Serán aplicadas de forma puntual en cada intersección de los nervios.

Se asume $P_p = 135$ kg

- **Sobrepiso y acabados actuantes en la losa.-**

Serán aplicadas de forma puntual en cada intersección de los nervios

Se asume $CM. = 56$ kg

- **Carga de muros.-**

Se aplican en su correspondiente ubicación, determinado por el plano arquitectónico. La carga de muros (CM_M), actuantes sobre vigas, se multiplica por su altura y se la aplica directamente como carga distribuida.

La carga de muros (CM_M), actuantes sobre losa, se multiplica por su altura y por su longitud para aplicarla de manera distribuida en toda el área de entrepiso, puntualmente en cada intersección de cada nervio que conforma el emparrillado.

Muro de ladrillo de espesor $e=18\text{cm}$.

$$CM_M = 186.79 \text{ kg/m}^2$$

Muro de ladrillo de espesor $e=12\text{cm}$.

$$CM_M = 122.17 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga de revoque.-**

El espesor de revoque se asume 1.5 cm. en una cara del muro, donde sea necesario el revoque irá en las dos caras, entonces el espesor será de 3 cm., su aplicación será similar a la de muros.

$$\gamma_{\text{revoque}} = 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$CM_R = 0.015 \text{ m} * 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)} = 18.75 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_R = 0.03 \text{ m} * 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)} = 37.5 \text{ kg/m}^2$$

- **Cargas de escalera.-**

Las reacciones en los apoyos están distribuidas en el ancho de la escalera de cada tramo y se aplicarán al pórtico sin mayorarlas.

REACCIONES EN APOYO A			REACCIONES EN APOYO B		
PP (kg)	CM. (kg)	CV (kg)	PP (kg)	CM. (kg)	CV (kg)
962,65	178,85	357,71	962,65	178,85	357,71

- **Peso propio de las columnas.-**

PESO PROPIO DE COLUMNAS

Nivel (m)	b (m)	h (m)	L (m)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$	V (m ³)	P (kg)
3,06	0,2	0,2	3,06	2400	0,1224	293,76
	0,2	0,25	3,06	2400	0,153	367,2
	0,25	0,25	3,06	2400	0,19125	459
	0,25	0,3	3,06	2400	0,2295	550,8
	0,3	0,3	3,06	2400	0,2754	660,96
	0,3	0,35	3,06	2400	0,3213	771,12
5,94	0,2	0,25	2,88	2400	0,144	345,6
	0,2	0,3	2,88	2400	0,1728	414,72
	0,25	0,25	2,88	2400	0,18	432
8,82	0,2	0,25	2,88	2400	0,144	345,6
11,7	0,2	0,25	2,88	2400	0,144	345,6

- **Peso propio de vigas.-**

PESO PROPIO DE VIGAS

Viga	b (m)	h (m)	$\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}}$	P (kg/m)
15 x 30	0,15	0,3	2400	108
20 x 40	0,2	0,4	2400	192

3.2.2 Cargas vivas.-

- **Cargas vivas o accidentales.-**

Para entresijos se asume una carga viva de 200 kg/m².

Para la azotea se asume una carga viva de 150 kg/m².

- **Cargas de viento.-**

No se aplicará este tipo de carga, considerando lo explicado en el apartado 2.6.2.

- **Cargas de sismo.-**

No se aplicará este tipo de carga, considerando lo explicado en el apartado 2.6.3.

3.3. Cálculo de armaduras para losas.

PLANO DE LOSAS

PLANO DE VIGAS

PLANO DE COLUMNAS

3.3.1 Dimensionamiento a Flexión de los Nervios.-

3.3.1.1 Armadura Positiva.-

Con el objeto de desarrollar métodos sencillos de cálculo, los reglamentos de construcción recurren a hipótesis simplificadoras, en las cuales se fija un valor de la deformación unitaria máxima útil del concreto (ϵ_{cu}).

HIPÓTESIS ACI. El reglamento del propone lo siguiente:

En lugar de la distribución real de esfuerzos, se propone una distribución rectangular con una profundidad a β_1 veces la del eje neutro. Se acepta que el elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003, con una distribución lineal de deformaciones unitarias.

El valor de β_1 es constante e igual a 0.85 para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$, ésta variación tiene por objeto tomar en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo deformación del concreto al incrementar su resistencia, ya que el área del rectángulo equivalente debe ser aproximadamente igual al área bajo la curva esfuerzo deformación. (figura 42)

Hay que tener en consideración que la hipótesis del bloque equivalente de esfuerzo es aplicable a las secciones, cualquiera que sea su forma.

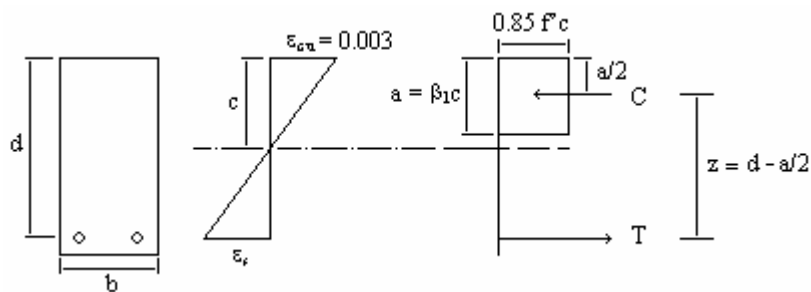


Figura 42. Hipótesis ACI Rectángulo equivalente

Donde :

$$C = a * 0.85 * f'_c * b \quad ; \quad T = A_s * f_s$$

Combinando estas ecuaciones podremos encontrar una relación de fórmulas, con las cuales después de algunas iteraciones en función del momento último M_u , se determina la altura del bloque de compresión para cualquier sección.

Suponiendo que $C = T$ deducimos que:

Igualando estas ecuaciones y despejando (a), obtenemos la ecuación I

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y \qquad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

El momento que resiste la sección es :

$$M = T * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Despejando y reemplazando valores obtenemos (A_s), dando lugar a la ecuación II

$$T = \frac{M}{\left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad T = A_s * f_y \quad A_s * f_y = \frac{M}{\left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad A_s = \frac{M_U}{\phi * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Quedando de ésta manera, definidas dos ecuaciones con las cuales encontramos la altura del bloque de compresión de la siguiente manera:

Se debe suponer un A_s cualquiera para la ecuación I obteniéndose un valor de a, luego se reemplaza el valor obtenido, a la ecuación II para encontrar un valor de A_s , este valor va a reemplazarse nuevamente a la ecuación I, convirtiéndose así en un proceso iterativo hasta que se igualen los valores de A_s . Cuando se logre esta igualdad habremos definido la altura de compresión buscada, esto para cualquier sección.

Ecuación I

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Ecuación II

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

La solución mencionada, es muy práctica para usarla en secciones no prismáticas.

Para secciones comunes se tiene una solución más práctica, donde el peralte del bloque de compresión esta dado por:

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2.614 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right]$$

La armadura necesaria está dada por:

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y} \quad A_{min} = \frac{14 * b * d}{f_y}$$

Según la cantidad de acero longitudinal con que está reforzada la pieza, éste puede fluir o no antes de que se alcance la carga máxima. Cuando el acero fluye el comportamiento del miembro es dúctil, es decir se producen deflexiones considerables antes del colapso final, en este caso se dice que el elemento es subreforzado o simplemente armado, confirmando que el comportamiento de un elemento depende de la relación entre su capacidad en tracción y su capacidad en compresión. Cuando se logra la igualdad de éstos se dice que el elemento es balanceado.

Para promover que un elemento sometido a flexión tenga un comportamiento balanceado, sea dúctil y subreforzado, la relación de (A_s vs H^o), que se conoce como cuantía (ρ), no debe exceder de 0.75 de relación balanceada, y no será menor que la cuantía mínima.

Se debe tener muy en cuenta que la armadura opuesta a la de tracción o constructiva no debe ser menor que 1/3 de la dispuesta en la zona de tracción.

El reglamento ACI especifica usar:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \leq \rho_{real} \leq \rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

Donde:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

Esta ecuación se obtiene de un estado de deformaciones unitarias en el cual se alcanza simultáneamente la deformación de aplastamiento del concreto, que se supone igual a 0.003 y la deformación de fluencia del acero de refuerzo.

La nomenclatura utilizada para las planillas de “dimensionamiento de Nervios a Flexión – Armadura Positiva, Cálculo del Ancho Efectivo” es la siguiente:

l = Para vigas continuas, l es la distancia entre los puntos de momentos nulos, para vigas bi-apoyadas l es la longitud del tramo estudiado.

h = Altura de la losa.

d' = Recubrimiento igual a 2 cm.

d = Canto útil de la losa.

b = Ancho de aporte de la capa de compresión correspondiente a cada nervio.

b_n = Base de un nervio.

b_c = Ancho efectivo.

M_u = Momento de diseño, obtenido del programa para cada tramo considerado.

a = Altura del bloque de compresión.

A_{sc} = Armadura requerida de cálculo.

A_{smin} = Armadura mínima en la losa

$$A_{smin} = 0,0018 * (b * h_c + (h - h_c) * b_n)$$

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0,9 para flexión.

A_s = El mayor valor entre A_{sc} y A_{smin} .

d_1 = Diámetro de un fierro.

A_1 = Area de un fierro.

$N^\circ Fe$ = Numero de fierros = A_s/A_1

$C/$ = Espaciamiento entre barras.

**DIMENSIONAMIENTO DE NERVIOS A FLEXION - ARMADURA POSITIVA
CALCULO DEL ANCHO EFECTIVO**

NIVEL +3,06 en X

losa	Viga anterior	Viga posterior	l (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	b(cm)	bn (cm)	hc (cm)	hc/h	l/bn	2l/(b-bn)	k	be (cm)
1	116	126	405.0	25	2	23	75	10	5	0.2	40.5	12.5	1	75
2	123	127	198.0	25	2	23	75	10	5	0.2	19.8	6.1	0.92	70
3	118	128	405.0	25	2	23	75	10	5	0.2	40.5	12.5	1	75
4	126	134	520.0	25	2	23	75	10	5	0.2	52.0	16.0	1	75
5	128	136	520.0	25	2	23	75	10	5	0.2	52.0	16.0	1	75
6	124	129	313.0	25	2	23	75	10	5	0.2	31.3	10	1	75
7	120	130	520.0	25	2	23	75	10	5	0.2	52.0	16.0	1	75
8	125	130	313.0	25	2	23	75	10	5	0.2	31.3	10	1	75
9	129	132	520.0	25	2	23	75	10	5	0.2	52.0	16.0	1	75
10	130	138	405.0	25	2	23	75	10	5	0.2	40.5	12.5	1	75
11	132	140	405.0	25	2	23	75	10	5	0.2	40.5	12.5	1	75

NIVEL +3,06 en Y

losa	Viga anterior	Viga posterior	l (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	b(cm)	bn (cm)	hc (cm)	hc/h	l/bn	2l/(b-bn)	k	be (cm)
1	100	102	385.0	25	2	23	75	10	5	0.2	38.5	11.8	1	75
2	102	103	195.0	25	2	23	75	10	5	0.2	19.5	6.0	0.92	70
3	103	105	535.0	25	2	23	75	10	5	0.2	53.5	16.5	1	75
4	101	104	580.0	25	2	23	75	10	5	0.2	58.0	17.8	1	75
5	104	107	535.0	25	2	23	75	10	5	0.2	53.5	16.5	1	75
6	105	108	430.0	25	2	23	75	10	5	0.2	43.0	13.2	1	75
7	108	110	535.0	25	2	23	75	10	5	0.2	53.5	16.5	1	75
8	110	112	195.0	25	2	23	75	10	5	0.2	19.5	6.0	0.92	70
9	112	113	385.0	25	2	23	75	10	5	0.2	38.5	11.8	1	75
10	109	111	535.0	25	2	23	75	10	5	0.2	53.5	16.5	1	75
11	111	114	580.0	25	2	23	75	10	5	0.2	58.0	17.8	1	75

**AQUÍ VA DIMENSIONAMIENTO DE NERVIO
POSITIVOS +3.,06**

3.3.1.2 Armadura Negativa.-

Para el cálculo de las planillas “Dimensionamiento de nervios-armadura negativa”, se utilizó la misma nomenclatura que las planillas de “armadura positiva”, con la diferencia que para la ubicación del momento negativo en el apoyo se tomaron en cuenta los tramos anterior y posterior al apoyo.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2.614 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y}$$

$$A_{\min} = 0.0018 * (b * h_c + (h - h_c) * b_n)$$

3.3.2 Armadura a Esfuerzo Cortante.-

Para visualizar el efecto de la fuerza cortante, hay que recordar conceptos elementales de la mecánica de los materiales, ya que a cargas bajas y antes de la aparición de las grietas, el comportamiento del H°A° se asemeja al de un material homogéneo y elástico, y el estado de esfuerzos puede suponerse como un estado de esfuerzo plano.

Después de varios ensayos y estudios experimentales se pudo comprobar que en los puntos donde existe únicamente esfuerzo cortante, **en las zonas de corte se producen grietas de tracción en planos inclinados** con respecto al eje del elemento con un ángulo que varía entre 30° y 60°, siendo 45° la inclinación más común. (figura 43)

Como la resistencia del concreto a esfuerzos de tracción es baja comparada con su resistencia a esfuerzos de compresión, o a esfuerzo cortante propiamente dicho, un elemento de concreto tenderá a fallar según superficies perpendiculares a las direcciones de las tensiones principales.

Con el refuerzo transversal en cantidades suficientes se busca promover que las grietas inclinadas sean pequeñas y de poca consideración y que la falla se produzca en flexión, antes o después de la fluencia del acero longitudinal.

Es importante asumir espaciamientos a lo largo del eje de la pieza, de manera que cualquier grieta potencial que pudiera formarse en el elemento sea cruzada cuando menos por una barra de refuerzo en el alma.

El diseño de secciones transversales sujetas a esfuerzo cortante debe estar basado en:

$$v_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u es la fuerza de corte, valor que se tomará a d del apoyo del elemento, esto por el fenómeno del encorvamiento.

$$\phi = 0,85 \text{ (Para cortante)}$$

La resistencia nominal de un elemento de H°A° es igual a su resistencia al agrietamiento inclinado mas la contribución del refuerzo transversal.

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia del concreto al corte se considera:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c}bd \text{ Para elementos sujetos a cortante y}$$

torsión

Sobre espaciamientos y armaduras mínimas la Norma ACI nos dice:

La separación del refuerzo cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá exceder de $d/2$, ni de 60 cm. en elementos de concreto no presforzado.

Se colocará un área mínima de refuerzo por cortante en todo elemento sujeto a flexión donde la V_u exceda $1/2$ de la resistencia a corte proporcionada por el concreto ϕV_c .

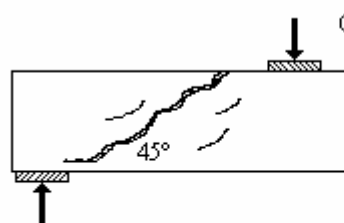
Cuando se utiliza refuerzo por cortante perpendicular al elemento se tiene:

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d} \quad \text{ó} \quad A_{\min} = \frac{3,5}{f_y} b s$$

Donde: A_v = Area de acero necesaria para resistir el esfuerzo cortante. (Para dos piernas).

A_{\min} = Area mínima dada por la norma ACI.

Trayectoria de esfuerzos en una viga rectangular homogénea



Representación de falla en la zona de corte

Figura 43. Zona de corte, grietas de tracción en planos inclinados

3.3.3 Armadura a Torsión.

Para determinar la torsión en los nervios se verificó lo siguiente:

T_u = Momento torsionante de diseño.

X = La menor dimensión de la sección transversal rectangular.

Y = La mayor dimensión de la sección transversal rectangular.

Las recomendaciones de la Norma ACI, en su apartado 11.6.1 indica que si el momento torsionante de diseño (T_u), no excede a T_u' los efectos de torsión pueden no considerarse.

$$T_u' = \phi \left(0,13 \sqrt{f_c'} \sum X^2 Y \right).$$

El diseño de elementos con secciones transversales sujetas a torsión debe estar basado en:

$$T_u \leq \phi T_n$$

Donde: $\phi = 0,85$ (para torsión)

ARMADURA NEGATIVA +3,06 NERVIOS

ARMADURA A CORTE EN NERVIOS +3,06

DISEÑO A TORSION EN NERVIOS +3,06

3.3.4 Armadura de Reparto.-

En la zona de la cara superior no necesita armadura a flexión, es conveniente disponer de un emparrillado de armadura de reparto a separación no superior de 30 cm, ni a cinco veces la altura de la losa superior en ambas direcciones. Las áreas necesarias en cm^2/m serán:

$$A_s \geq \frac{500 * t_c}{f_y}$$

Donde:

A_s = Armadura de reparto en una dirección, en cm^2/m .

t_c = Espesor mínimo de la losa superior, en cm.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de las varillas, kg/cm^2 .

Esta armadura es especial para la buena calidad de la losa y entre sus funciones destacan:

Controlar la fisuración por retracción.

Controlar la fisuración por variaciones térmicas.

Repartir las cargas localizadas.

La armadura de reparto puede ser considerada simultáneamente como resistente a otros efectos, tales como armaduras de momentos negativos. Su costo es ínfimo en el total de la losa y su influencia en la calidad es muy importante.

Esta armadura estará destinada a distribuir la carga y a minimizar los efectos de retracción y fraguado como se mencionó anteriormente.

El área de acero que se dispondrá será mayor a:

$$A_s = \frac{500 * 5}{4200} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

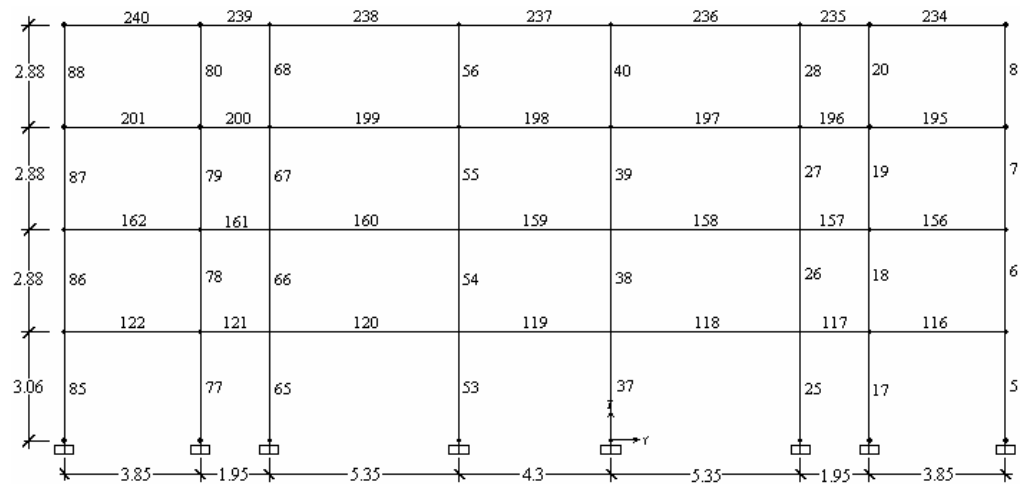
Por lo que se dispondrá una malla de varillas de ¼” cada 25 cm. en ambas direcciones, o sea que estaríamos disponiendo un área de acero $A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$

3.4. Cálculo de Armaduras para el Pórtico Espacial.

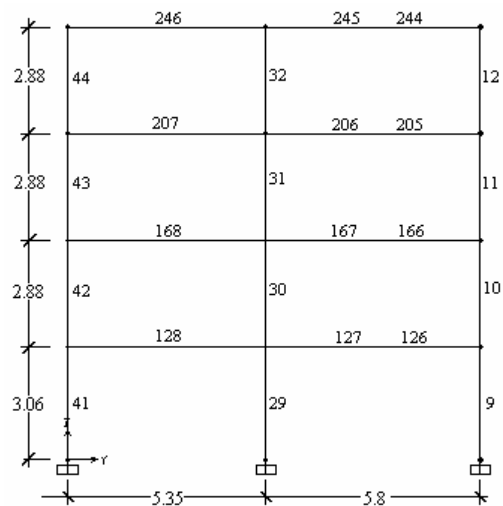
Las planillas de envolventes en barras, corrección de momentos negativos y envolventes en columnas, pertenecientes al pórtico espacial, se encuentran en el Anexo 1

Los pórticos se muestran a continuación para su mejor comprensión.

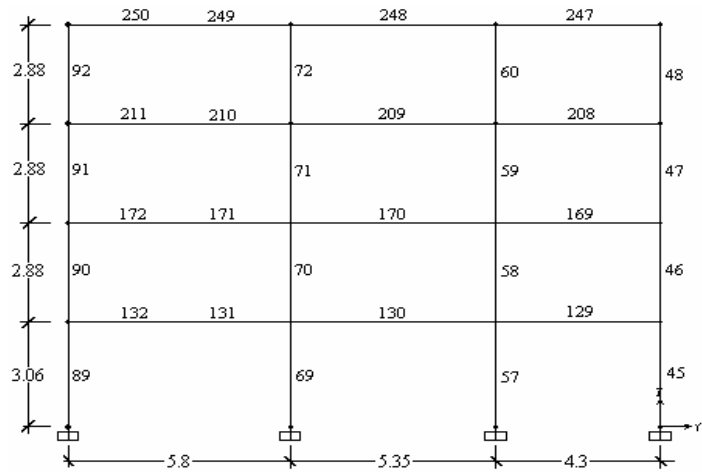
PORTICO A



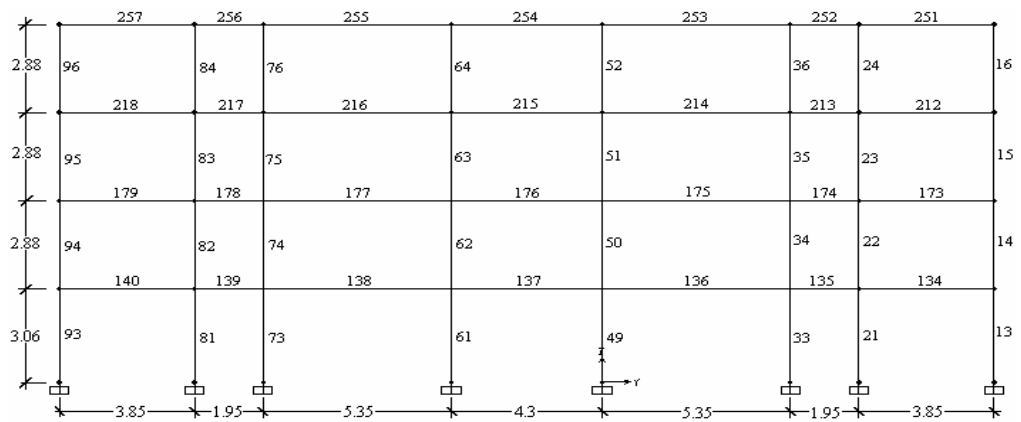
PORTICO B



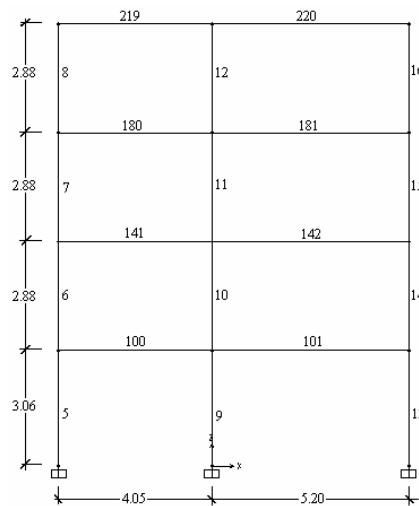
PORTICO C



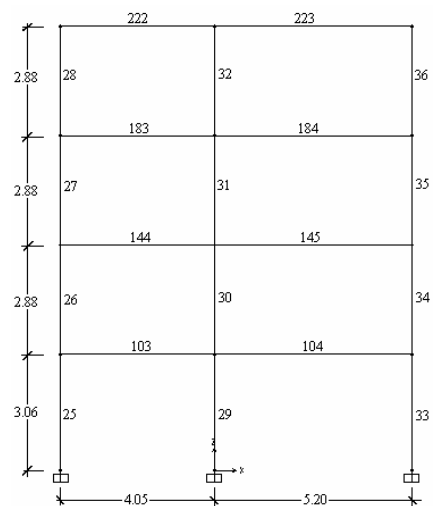
PORTICO D



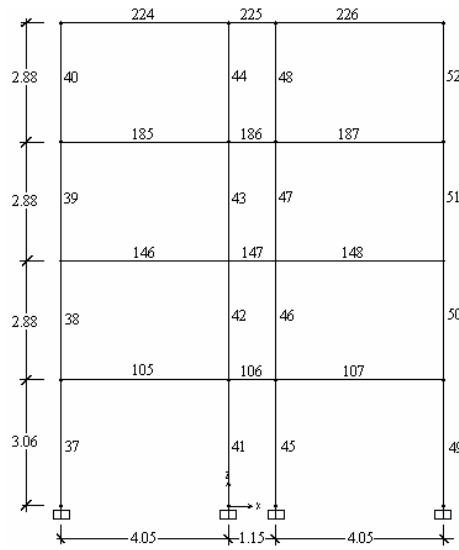
PORTICO 1



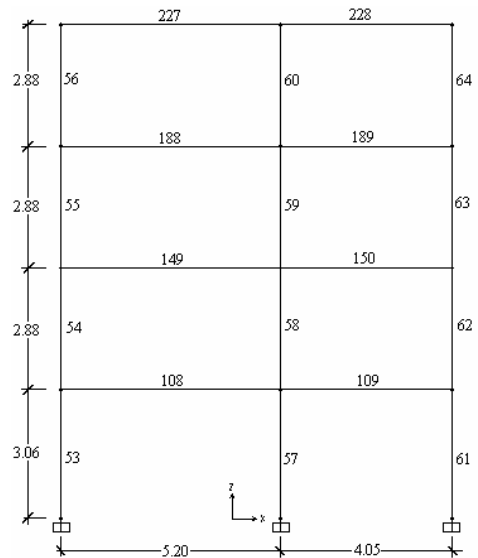
PORTICO 2



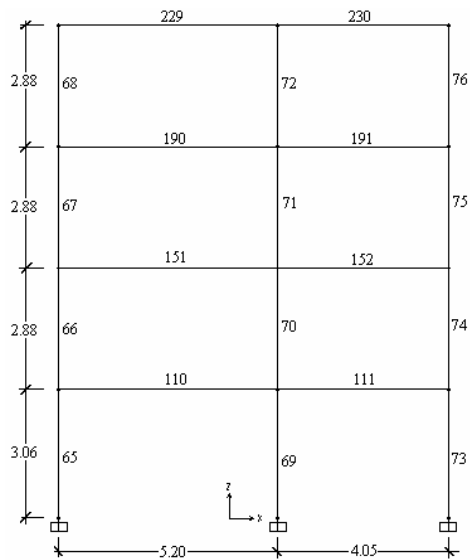
PORTICO 3



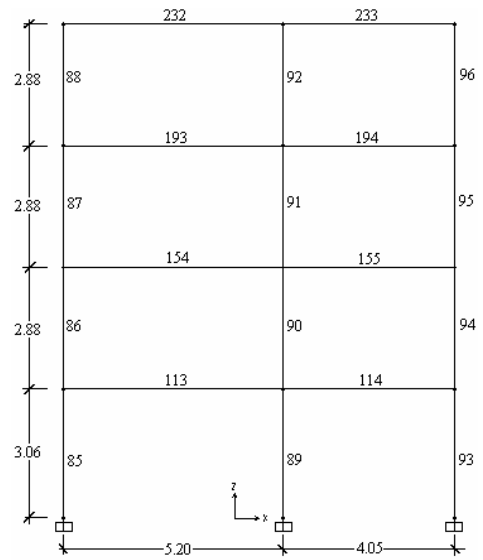
PORTICO 4



PORTICO 5

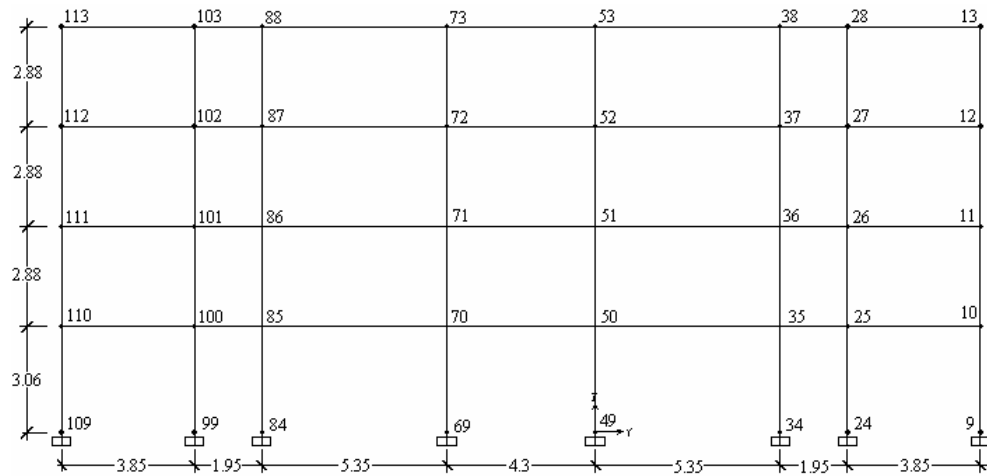


PORTICO 6

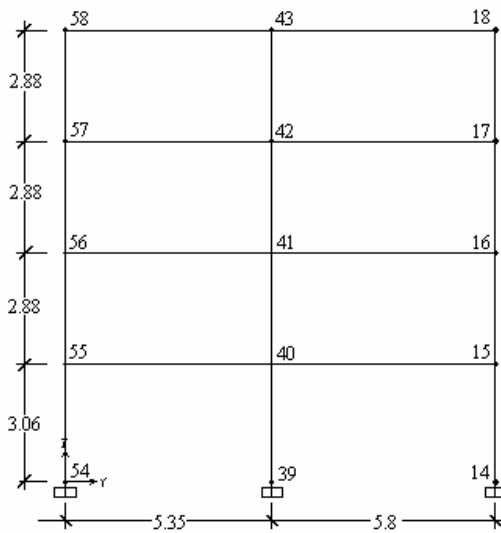


Los nudos de las barras que conforman el pórtico se muestran a continuación para su mayor comprensión en los puntos siguientes.

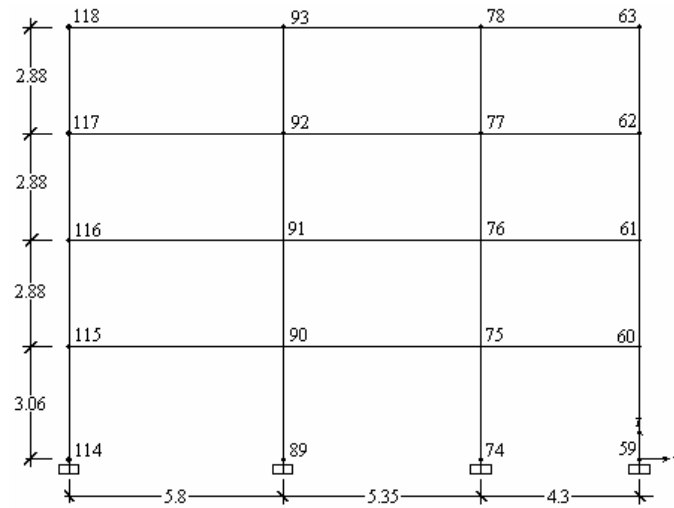
PORTICO A



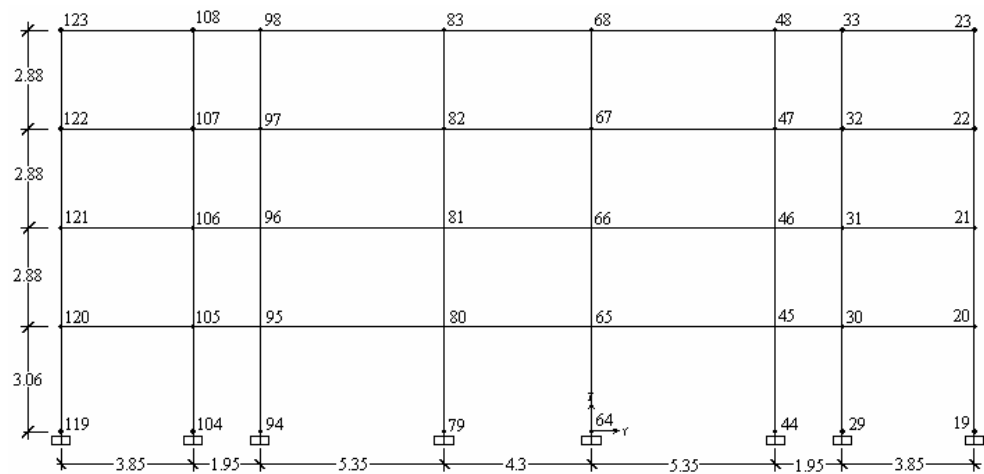
PORTICO B



PORTICO C



PORTICO D



3.4.1 Armadura a Flexión de Vigas.-

3.4.1.1 Armadura Positiva.-

Para la elaboración de las planillas “Dimensionamiento de vigas a flexión – Armadura positiva”, se utilizaron las mismas fórmulas y nomenclatura que para el dimensionamiento de Nervios a Flexión, con la variante en algunos términos de nomenclatura:

Barra = Número de barra correspondiente al pórtico espacial.

Mu = Momento de diseño obtenido del programa para cada barra considerada.

h = Altura de la viga.

b = Base de la viga.

d = Altura útil de la viga.

d' = Recubrimiento.

3.4.1.2 Armadura Negativa.-

Para el Dimensionamiento de vigas a flexión – Armadura negativa, se utilizaron las mismas fórmulas y nomenclatura que para el Dimensionamiento de vigas a flexión – Armadura positiva, con la variante de que se toma en cuenta el nudo y las barras anterior y posterior a éste.

3.4.2 Armadura a Corte en Vigas.-

Para determinar la armadura de cortante en las vigas se tomaron en cuenta las mismas barras descritas en el Dimensionamiento de vigas a flexión.

V_u = Cortante de diseño.

b = Base de la viga estudiada.

d = Canto útil de la viga estudiada.

V_c = Resistencia a cortante del hormigón = $0,53\sqrt{f'_c}bd$

V_s = Resistencia al esfuerzo cortante proporcionada por la armadura.

L = Longitud del tramo.

s = Espaciamiento entre estribos.

A_{vc} = Armadura de cálculo.

A_{min} = Armadura mínima recomendada por Norma.

A_v = El mayor valor entre A_{vc} y A_{min}

d_1 = Diámetro de fierro a disponer.

A_1 = Área de un fierro.

Nº estribos = Número de estribos en el tramo.

3.4.3 Armadura a Torsión en Vigas.-

El modo de falla por torsión se inicia al formarse una grieta inclinada de tensión en una de las caras mayores del elemento, esta grieta se abre rápidamente y se extiende en las caras menores de la viga, la falla ocurre finalmente por aplastamiento del concreto en la cara mayor opuesta. En tal sentido puede afirmarse que la falla por torsión ocurre por flexión en un plano inclinado a 45° con respecto al eje longitudinal del elemento. (figura 44)

En el diseño hay que promover que durante el proceso de falla el refuerzo longitudinal y transversal constituya elementos subreforzados.

Los efectos a torsión deben incluirse con el cortante y la flexión, siempre que el momento torsionante factorizado T_u exceda de $\phi(0,13\sqrt{f'_c} \sum X^2Y)$. De lo contrario los efectos de torsión pueden no considerarse.

El diseño de elementos con secciones transversales sujetas a torsión debe estar basado en:

$$T_u \leq \phi T_n$$

Donde: $\phi = 0,85$ (para torsión)

La resistencia de la sección transversal está dada por la resistencia del concreto más el aporte a la resistencia del acero longitudinal y transversal.

$$T_n = T_c + T_s$$

El momento torsionante resistente por el concreto esta dado por:

$$T_c = \frac{0,2\sqrt{f'_c} \sum X^2 Y}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4V_u}{C_t T_u}\right)^2}}$$

El factor que relaciona las propiedades de los esfuerzos torsionales y por cortante.

$$C_t = \frac{bd}{\sum X^2 Y}$$

El área de una rama de un estribo que resiste la torsión con un espaciamiento s :

$$A_t = \frac{T_s s}{\alpha_t X_1 Y_1 f_y}$$

Donde: $\alpha_t = \left[0,66 + 0,33 \left(\frac{Y_1}{X_1} \right) \right]$ pero no mayor que 1,5.

El área de varillas longitudinales A_1 , distribuida alrededor del perímetro de los estribos cerrados A_t , debe calcularse por medio de:

$$A_l = 2A_t \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right) \quad \text{ó} \quad A_l = \left[\frac{28Xs}{f_y} \left(\frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3C_t}} \right) - 2A_t \right] \left(\frac{X_1 + Y_1}{s} \right)$$

De los dos valores se toma el mayor.

El valor de A_1 calculado no necesita exceder del obtenido al sustituir:

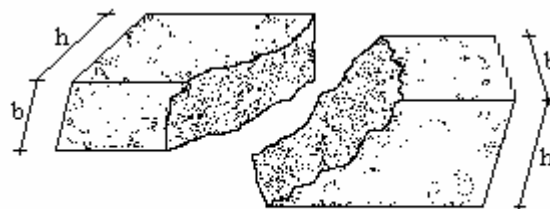
$$\frac{3,5bs}{f_y} \text{ por } 2A_t$$

El momento torsionante resistente T_S no debe exceder de $4T_C$.

La separación de los estribos cerrados no debe exceder de $(x_1 + y_1)/4$ ni de 30 cm., el que sea menor.

La separación del refuerzo longitudinal no debe exceder de 30 cm.

El refuerzo requerido por torsión se puede combinar con el requerido por otras fuerzas.



Superficie de falla a torsion de una viga de Hºs

Figura 44. Superficie de falla a torsión

3.4.4 Dimensionamiento de Columnas.-

Para efectuar el dimensionamiento de las columnas se debe verificar si éstas sufren los efectos de pandeo, en el caso de estructuras hiperestáticas el coeficiente de pandeo se determina por medio del uso de nomogramas (anexo 5), el cual toma en cuenta las rigideces de los elementos que llegan al nudo en cada dirección. Se calculan los siguientes valores:

$$\psi_A = \frac{\sum (EI/l) \text{ de todos los pilares que concurren en } A}{\sum (EI/l) \text{ de todas las vigas que concurren en } A}, \text{ (igual para } \psi_B)$$

Con estos valores se entran al ábaco pertenecientes a pórticos intraslacionables (estructuras cuyos nudos bajo sollicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto), donde las hipótesis en las cuales entran las acciones horizontales no influyen de manera importante en la estabilidad del conjunto de la

estructura, del cual se obtiene el coeficiente α , para que la pieza sea considerada corta (no existe pandeo), debe cumplir la condición siguiente:

Esbeltez mecánica:
$$\frac{\alpha * l}{r} < 35$$

Donde: α = Coeficiente de pandeo

l = Longitud de pandeo

r = Radio de giro de la sección en el plano de pandeo = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

De esta manera se verificó el pandeo en las columnas, las cuales se consideran columnas cortas y su dimensionamiento se realizó de la siguiente manera.

3.4.4.1 Armadura a flexocompresión.-

Según los resultados del análisis espacial, las columnas están sometidas a flexiónbiaxial, lo cual equivale a una fuerza de compresión axial y dos momentos flexionantes.

El procedimiento de cálculo que se siguió es proponer una sección transversal incluyendo el área de acero, y revisar el área de la sección propuesta por medio de la fórmula de Bresler:

$$\frac{1}{P_r} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} + \frac{1}{P_o}$$

Donde: P_r = Carga normal máxima que actúa a excentricidades e_x y e_y .

P_x = Carga normal máxima a una excentricidad e_x contenida en el plano de simetría ($e_y=0$).

P_y = Carga normal máxima a una excentricidad e_y contenida en el plano de simetría normal al anterior ($e_x=0$).

P_o = Carga axial máxima que puede resistir el elemento ($e_x = e_y = 0$).

Para la determinación de P_x :

$$P_x = \alpha_x bh(0,85f'_c)$$

Donde: b y d = son los lados de la sección transversal de la columna.

α_x = Parámetro obtenido de los diagramas de interacción el cual representa el conjunto de valores de acciones internas máximas que el elemento es capaz de soportar.

Para entrar a los ábacos es necesario obtener:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} ; \frac{e_x}{h} ; \frac{d}{h} ; \rho = \frac{A_s}{bh} ; \bar{\omega} = \frac{\rho f'_y}{0,85f'_c}$$

Donde: M_{ux} = Momento de diseño en la dirección x.

P_u = Carga normal a la que es sometida la columna.

b y h = de la sección transversal de la columna.

$d = b \text{ ó } h - r - 0.6 - 0.6 \Rightarrow r = \text{recubrimiento. Canto útil desde la fibra extrema hasta el centro de gravedad de la armadura longitudinal}$

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \text{Cuantía geométrica. Según ACI: } 0,01 \leq \rho \leq 0,08.$$

A_s = Area de acero.

$A_c = bh$ Area de hormigón.

De manera análoga para la determinación de P_y :

$$P_y = \alpha_y bd(0,85f'_c)$$

Donde: h = Diámetro de la sección transversal de la columna.

α_y = Parámetro obtenido con los ábacos del Anexo 4.

Para entrar a los ábacos es necesario obtener:

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} ; \frac{e_y}{h} ; \frac{d}{h} ; \rho = \frac{A_s}{bh} ; \varpi = \frac{\rho f_y}{0,85 f_c'}$$

Donde: M_{uy} = Momento de diseño en la dirección y.

P_u = Carga normal a la que es sometida la columna.

b y d = lados de la sección transversal de la columna.

$d = h - 2r \Rightarrow r$ = recubrimiento. Canto útil desde la fibra extrema hasta el centro de gravedad de la armadura longitudinal

$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \text{Cuantía geométrica. Según ACI: } 0,01 \leq \rho \leq 0,08.$$

A_s = Area de acero.

$A_c = bh$ Area de hormigón.

Para la determinación de P_o :

$$\text{Donde: } P_o = 0,85 f_c' A_c + A_s f_y$$

f_c' = Resistencia característica del hormigón a los 28 días.

f_y = Resistencia a la fluencia del acero.

Una vez definido todos los términos e incógnitas reemplazamos los valores a la fórmula de Bresler, despejamos P_r , valor de resistencia de la sección propuesta que debe ser ligeramente mayor que la carga aplicada. Es decir:

$$P_r - P_u \geq 0$$

Siempre hay que tener un buen control sobre el manejo de las cuantías las cuales definen el comportamiento de los diferentes elementos estructurales.

3.4.4.2 Armadura por Corte en Columnas.-

En elementos de concreto sujetos a compresión axial la resistencia de la sección transversal a esfuerzos de corte esta dada por:

$$V_c = 0.53 \left(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c b d}$$

La cantidad $\frac{N_u}{A_g}$ debe expresarse en kg/cm^2 .

Donde: N_u = Carga axial actuante en el elemento.

A_g = Área de la sección transversal.

El procedimiento para la verificación es muy similar al explicado en dimensionamiento a esfuerzo cortante en vigas, así que se siguió el mismo procedimiento.

La nomenclatura utilizada en las planillas “Dimensionamiento a esfuerzo cortante en columnas” es la siguiente:

B = Lado de la sección transversal de la columna.

$d = B - r$ = Canto útil de la columna, r = recubrimiento.

V_c = Resistencia a esfuerzo cortante proporcionada por el hormigón.

V_u = Esfuerzo cortante de diseño.

V_s = Resistencia al esfuerzo cortante proporcionada por la armadura

s = Espaciamiento entre estribos.

A_{vc} = Armadura de cálculo.

A_{min} = Armadura mínima recomendada por Norma.

A_v = El mayor valor entre A_{vc} y A_{min}

L = Longitud del tramo.

d_1 = Diámetro de fierro a disponer.

A_1 = Area de un fierro.

N° estribos = Número de estribos en el tramo.

DISEÑO ARMADURA A FLEXION POSITIVA VIGAS

DISEÑO ARMADURA A FLEXION NEGATIVA VIGAS

DISEÑO ARMADURA A CORTANTE VIGAS

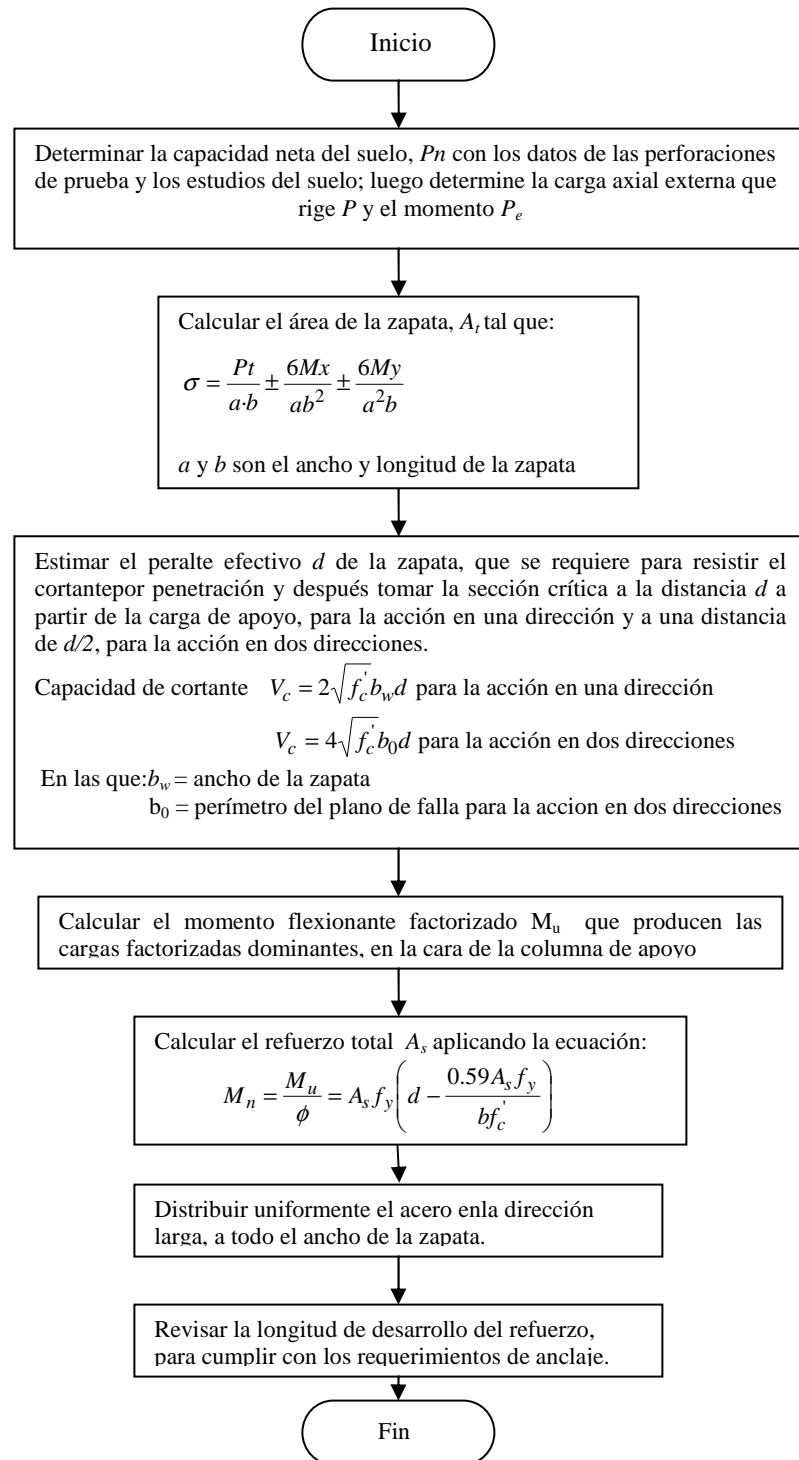
DISEÑO A TORSIÓN

DISEÑO A TORSIÓN LONGITUDINAL

DISEÑO DE COL.

DISEÑO DE COL. A CORTANTE

3.4.5 Dimensionamiento de Zapatas.- El siguiente diagrama de flujo presenta la secuencia de las operaciones de cálculo para dimensionar las zapatas: Las planillas de dimensionamiento de zapatas se encuentran en el (anexo 7).



3.5. Análisis de Deflexiones.-

Es importante desde todo punto de vista el que las piezas estructurales trabajen de manera adecuada en estado de servicio. Dentro de ello las deflexiones son un punto importante ya que de no ser controladas pueden producir agrietamientos en los muros y en las particiones que se sostienen, descuadres en las puertas y ventanas, problemas en los drenajes de cubierta, rebrote de pisos o deformaciones desagradables.

3.5.1. Deflexiones Instantáneas.-

Las deflexiones elásticas pueden expresarse en la forma general:

$$\Delta = \frac{f(\text{cargas, luces, apoyos})}{EI}$$

Donde EI es la rigidez a flexión y $f(\text{cargas, luces, apoyos})$ es una función de la carga, de la luz y de la distribución de apoyos para un caso particular. Por ejemplo, la deflexión de una viga simplemente apoyada, con apoyo simple y cargada uniformemente, es $5wl^4/384$. El problema específico para las estructuras de concreto reforzado o losas reforzadas con placas, consiste entonces en determinar la rigidez a flexión apropiada EI para un elemento que está conformado por dos materiales con propiedades y comportamientos diferentes como son el acero y el concreto.

La pieza de hormigón puede encontrarse en tres estados distintos que son la pieza con sección no fisurada, la pieza con sección fisurada y la pieza con sección fisurada durante la falla. En estos tres estados la inercia de la sección varía por el hecho de reducirse la sección efectiva, para la estimación de deflexiones.

Los ensayos demuestran que un valor satisfactorio para el momento de inercia efectivo es el siguiente:

$$I_e = \frac{I_c + I_u}{2}$$

Donde:

I_c = Momento de inercia de la sección transformada fisurada, cm^4

I_u = Momento de inercia de la sección transformada no fisurada, cm^4

I_e = Momento de inercia efectivo, cm^4

3.5.2. Deflexiones a Largo Plazo.-

Las propiedades por efectos de flexión de la sección compuesta necesarias para determinar las deflexiones verticales de losas compuestas, deben calcularse de acuerdo con la teoría elástica convencional aplicada al concreto reforzado, mediante la transformación de las Areas de acero a Areas equivalentes de concreto. Las hipótesis básicas de análisis son las siguientes:

1. Las secciones planas antes de la flexión, permanecen planas después de aplicada la flexión, lo que significa que las deformaciones unitarias longitudinales en el concreto y en el acero en cualquier sección transversal a la losa son proporcionales a la distancia de las fibras desde el eje neutro a la sección compuesta.
2. Para las cargas de servicio, los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones tanto como para el concreto como para el acero.
3. Puede utilizarse la totalidad de la sección de la placa excepto cuando ésta se ve reducida por los huecos que puedan practicarse.
4. El momento de inercia utilizado en el estimativo de las deflexiones por carga viva, se calcula utilizando el promedio entre el momento de inercia “fisurado” y el momento de inercia “no fisurado” ambos de la sección transformada.

Las deflexiones verticales del sistema compuesto calculadas con las cargas y propiedades establecidas y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo, deben limitarse a lo dado en la (Tabla 8.) siguiente:

Máximas deflexiones calculadas admisibles		
Tipo de elemento	Deflexiones que se considera	Deflexión límite
Cubiertas planas que no sostienen ni unen elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	Deflexiones instantáneas a causa de la carga viva L	$\frac{l}{180}$
Pisos que no sostienen ni unen elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	Deflexiones instantáneas a causa de la carga viva L	$\frac{l}{360}$
Cubiertas o pisos que soportan o unen elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes	La parte de la deflexión total que ocurre después de la construcción de los elementos no estructurales o sea la suma de las deflexiones a	$\frac{l}{480}$
Cubiertas o pisos que sostienen o unen elementos no estructurales que no puedan dañarse por deflexiones grandes	largo plazo como consecuencia de todas las cargas sostenidas y las deflexiones instantáneas que ocasiona cualquier carga viva adicional	$\frac{l}{240}$

(Fuente), Nilson-Winter, *Diseño de estructuras de concreto*, (11ª edición, ed. McGraw-Hill, México año de publicación 1982). Pag. 202.

Tabla 8. Máximas deflexiones calculadas admisibles.

En el cálculo de las deflexiones deben considerarse las cargas inmediatas y las de largo plazo; las deflexiones adicionales causadas por el flujo plástico del concreto “creep” deben considerarse multiplicando las deflexiones inmediatas causadas por la carga permanente considerada, por el coeficiente obtenido así:

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 * \rho'}$$

Donde: ρ' es el valor de la cuantía de refuerzo a compresión en el centro de la luz para luces simplemente apoyadas o continuas, y el apoyo para voladizos. Se recomiendan los siguientes valores del coeficiente de efectos a largo plazo, ε , (Tabla 9.) así:

CONDICIÓN	5 años o mas	12 meses	6 meses	3 meses
VALORES DE “ ε ”	2	1.4	1.2	1

(Fuente), Nilson-Winter, Diseño de estructuras de concreto, (11ª edición, ed. McGraw-Hill, México año de publicación 1982). Pag. 201.

Tabla 9. Coeficiente para deflexiones a largo plazo.

Planillas de Deflexión en Losa más crítica

Deflexión inmediata debida a la carga viva

Losa	Lv (cm)	CV (kg/cm)	Ma (kg.cm)	Mcr/Ma	Ie (cm ⁴)	ΔL (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta L < \Delta_{adm}$
4	405	1.84	23219.23	0.61	10601.71	0.28	1.13	Si cumple

Deflexión inmediata debida a la carga muerta

Losa	Lv (cm)	CM (kg/cm)	Ma (kg.cm)	Mcr/Ma	Ie (cm ⁴)	ΔD (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta D < \Delta_{adm}$
4	405	3.89	49340.87	0.90	19820.86	0.16	1.13	Si cumple

Deflexión a largo plazo

ΔL (cm)	ΔD (cm)	$\Delta 0.5L$ (cm)	λ 36meses	λ 5 años	ΔT (cm)	Δ_{adm} (cm)	$\Delta T < \Delta_{adm}$
0.28	0.16	0.13	1.75	2	0.81	1.68	Si cumple

Las planillas de cálculos de deflexiones se encuentran en el (anexo 8).

CAPITULO IV
DISEÑO DE ESTRUCTURA TIPO, EMPLEANDO
FORJADOS MIXTOS (BIDIRECCIONAL)

4.1. Dimensiones de elementos estructurales asumidos.-

En el apartado 2.5.2.1. se explicó y se asumió, dimensiones para los diferentes elementos estructurales según recomienda la normativa, como se muestra a continuación:

- **Peralte de losa.-**

El valor inicial del canto es de $h=23.2$ cm pero para facilitar el detalle constructivo el valor que se asume para el canto de la losa es de $h=25$ cm. Con una capa de compresión de 5cm.

- **Separación de celosías planas.-**

La separación o entreje que se asumió, está en función al ángulo de inclinación de las diagonales que es de $\beta=60^\circ$ explicado en la referencia 2.5.2.1. (inciso c). Con el dato del ángulo y la altura h' que es la separación de cordones, el canto de la tridilosa, se define el paso b_e y la longitud de las diagonales L_d . (figura 39)

Los valores asumidos son de: $b_e=25.63$ cm ; $L_d=25.28$ cm

- **Secciones de vigas.-**

Para la mayoría de las vigas se asume una sección $b=20$ que está condicionada por los muros y $h=40$ cm. condicionada por premisas de diseño y en algunas vigas secundarias se asume $b=15$ cm. con $h=30$ cm.

- **Secciones de columnas.-**

Previa optimización las secciones de columna asumidas son:

$b=30$ cm $h=30$ cm ; $b=25$ cm $h=30$ cm ; $b=25$ cm $h=25$ cm ; $b=20$ cm $h=30$ cm ;
 $b=20$ cm $h=25$ cm ; $b=20$ cm $h=20$ cm. Estas secciones estarán ubicadas en la estructura según las solicitudes de diseño.

Con las secciones de los diferentes elementos estructurales señalados, está conformada la estructura, que tiene la característica de pórtico espacial con emparrillados planos.

(figura 45), (Se ha escondido los demás entrepisos para tener una mejor apreciación de la estructura en conjunto).

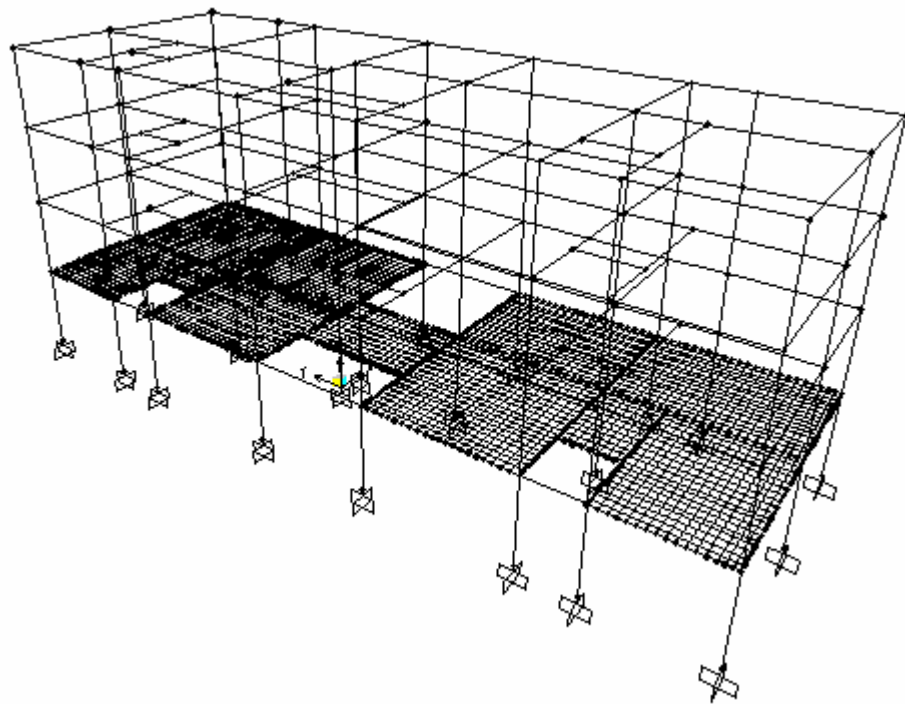


Figura 45. Pórtico espacial con emparrillados planos

4.2. Cargas Actuantes en la Estructura.-

En el apartado 2.5.1.2., se explicó la singularidad de las cargas actuantes en la estructura ya que este diseño es muy particular al constituirse un pórtico espacial con un emparrillado plano idealizado como losa, en una estructura monolítica. Las cargas serán aplicadas de forma puntual en cada intersección de los nervios que conforman el emparrillado:

4.2.1 Cargas Muertas.-

- **Peso propio de losa.-**

Serán aplicadas como se explica en el apartado 2.5.2.1., de forma puntual en cada intersección de los nervios.

Se asume $P_p = 8.34 \text{ kg}$

- **Sobrepiso y acabados actuantes en la losa.-**

Serán aplicadas de forma puntual en cada intersección como se explica en el apartado 2.5.2.2.

Se asume $CM. = 6.43 \text{ kg}$

- **Carga de muros.-**

Se aplican en su correspondiente ubicación, determinado por el plano arquitectónico. La carga de muros (CM_M), actuantes sobre vigas, se multiplica por su altura y se la aplica directamente como carga distribuida.

La carga de muros (CM_M), actuantes sobre losa, se multiplica por su altura y por su longitud para aplicarla de manera distribuida en toda el área de entrepiso, puntualmente en cada intersección de cada nervio que conforma el emparrillado, así como se explica en el apartado 2.5.2.3.

Muro de ladrillo de espesor $e=18\text{cm}$.

$$CM_M = 186.79 \text{ kg/m}^2$$

Muro de ladrillo de espesor $e=12\text{cm}$.

$$CM_M = 122.17 \text{ kg/m}^2$$

- **Carga de revoque.-**

El espesor de revoque se asume 1.5 cm. en una cara del muro, donde sea necesario el revoque ira en las dos caras, entonces el espesor será de 3 cm., su aplicación será similar a la de muros, así como se explica en el apartado 3.5.2.4.

$$\gamma_{\text{revoque}} = 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

$$CM.R = 0.015 \text{ m} * 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)} = 18.75 \text{ kg/m}^2$$

$$CM.R = 0.03 \text{ m} * 1250 \text{ (kg/m}^3\text{)} = 37.5 \text{ kg/m}^2$$

- **Cargas de escalera.-**

Las reacciones en los apoyos están distribuidas en el ancho de la escalera de cada tramo y se aplicarán al pórtico sin mayorarlas, así como se explica en el apartado 2.5.2.5.

REACCIONES EN APOYO A			REACCIONES EN APOYO B		
PP (kg)	CM. (kg)	CV (kg)	PP (kg)	CM. (kg)	CV (kg)
962,65	178,85	357,71	962,65	178,85	357,71

- **Peso propio de las columnas.-**

El peso propio de las columnas se aplicarán de forma puntual a su correspondiente ubicación en el pórtico espacial así como se explica en el apartado 2.5.2.6.

PESO PROPIO DE COLUMNAS

Nivel (m)	b (m)	h (m)	L (m)	V (m ³)	P (kg)
3.06	0.20	0.20	3.06	0.12	293.76
	0.20	0.25	3.06	0.15	367.20
	0.25	0.25	3.06	0.19	459.00
	0.25	0.30	3.06	0.23	550.80
	0.30	0.30	3.06	0.28	660.96
5.94	0.20	0.20	2.88	0.12	276.48
	0.20	0.25	2.88	0.14	345.60
	0.25	0.25	2.88	0.18	432.00
	0.20	0.30	2.88	0.17	414.72
8.82	0.20	0.20	2.88	0.12	276.48
	0.20	0.25	2.88	0.14	345.60
11.70	0.20	0.20	2.88	0.12	276.48
	0.20	0.25	2.88	0.14	345.60

- **Peso propio de vigas.-**

El peso propio de vigas se aplicará de forma distribuida en cada sección a que corresponda así como se explica en el apartado 2.5.2.7.

PESO PROPIO DE VIGAS

Viga	b (m)	h (m)	γ_{H^A}	P (kg/m)
15 x 30	0,15	0,3	2400	108
20 x 40	0,2	0,4	2400	192

4.2.2 Cargas Vivas.-

- **Cargas vivas o accidentales.-**

Los valores asumidos son los explicados en el apartado 2.6.1.

Para entresijos se asume una carga viva de 200 kg/m².

Para la azotea se asume una carga viva de 150 kg/m².

Pero a estos valores hay que convertirlos puntuales de acuerdo al área de aporte así:

CARGAS VIVAS APLICADAS A LA TRIDILOSA

Descripción	Carga viva (kg/m ²)	Area de influencia (m ²)	Carga viva (kg)
Entresijos	200.00	0.07	13.14
Azoteas	150.00	0.07	9.85

- **Cargas de viento.-**

No se aplicará este tipo de carga, considerando lo explicado en el apartado 2.6.2.

- **Cargas de sismo.-**

No se aplicará este tipo de carga, considerando lo explicado en el apartado 2.6.3.

4.3. Cálculo de Armaduras Para Losas.- El plano de losas, plano de numeración de vigas y plano de numeración de columnas son los que se mostraron en el apartado 3.3.

4.3.1 Dimensionamiento a Flexión de los Nervios.-

4.3.1.1. Análisis del Comportamiento Estructural de la Tridilosa.-

Oscar M. Gonzáles Cuevas en su libro “*Aspectos Fundamentales del concreto reforzado*”, así como otros autores convergen en que, la hipótesis del bloque equivalente de esfuerzos es aplicable a secciones, cualquiera que sea su forma, para ser consecuente con ellos se adoptó esta hipótesis para aplicarla a la sección de tridilosa.

Para conocer como es que trabaja esta sección se adopta la hipótesis ACI –71 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión. Consiste en establecer un estado de deformaciones tal que la sección se encuentre en equilibrio, o sea, que la suma de las fuerzas de compresión que actúan en una sección transversal sea igual a la suma de las fuerzas de tracción. Una vez establecido dicho estado de equilibrio, se calcula el momento de todas las fuerzas internas respecto a un eje cualquiera. Este momento es la resistencia a flexión de la sección. El estado de equilibrio interno puede determinarse por medio de tanteos o algebraicamente. (**El procedimiento de tanteos tiene la ventaja de poder aplicarse fácilmente a secciones no rectangulares o con refuerzo de tracción y compresión**).Este estado se obtiene de un estado de deformaciones unitarias en la cual se alcanzan simultáneamente la deformación de aplastamiento del concreto, que se supone igual a 0.003 y la deformación de fluencia del acero de refuerzo.

La sección de tridilosa está constituida por cordón superior, cordón inferior y sus diagonales, el cordón superior está embebido en una capa de hormigón así como se muestra a continuación, (figura 46):

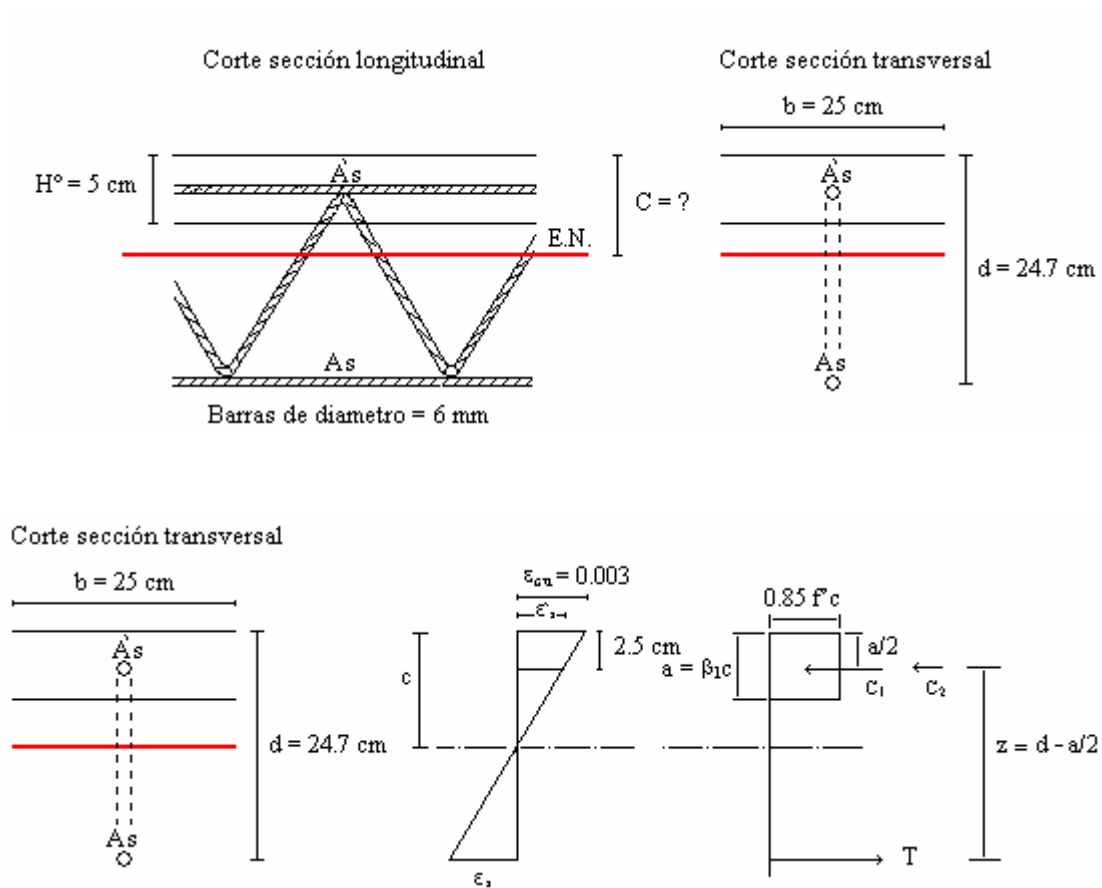


Figura 46. Estado de equilibrio interno de la Tridilosa.

Por equilibrio tendríamos:

$$T = C_1 + C_2$$

Donde:

$$T = A_s * f_y$$

$$C_1 = a * 0.85 * f'_c * b$$

$$C_2 = A'_s * f_y$$

El momento sería:

$$\Sigma M_T = 0 \quad M_r = (C_1 + C_2) * (Z)$$

Después de varias iteraciones con la finalidad de encontrar el equilibrio en la sección de tridilosa con $A_s = 0.283 \text{ cm}^2$ y $A'_s = 0.283 \text{ cm}^2$ se encuentra que el eje neutro se

ubica a una profundidad $c=0.64$ cm, pero por equilibrio la igualdad que se tiene es la siguiente:

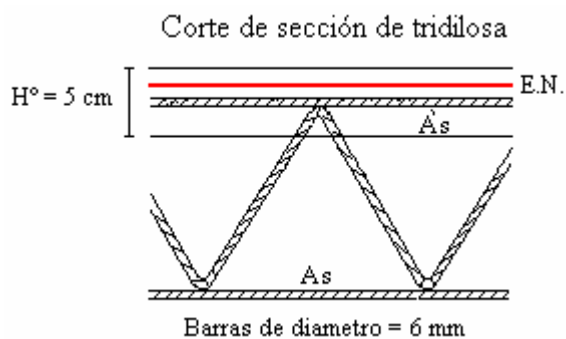
$$C_1 = T + C_2$$

Con esta igualdad ha cambiado la condición del M_u al encontrarse el eje neutro por encima de A'_s , el aporte del cordón superior a M_u sólo es el que proporciona el H° .

Las armaduras A_s y A'_s están solicitadas a tracciones y las dos aportan a la resistencia de los esfuerzos solicitados de tracción, quedando solo el H° a aportar a la sección con resistencia para las solicitaciones de compresión.

En función a las anteriores simplificaciones se pueden aclarar tres situaciones a la que podría estar sometida la sección de tridilosa, (figura 47.a;b;c).

Figura 47 a) El eje neutro queda ubicado sobre de A'_s

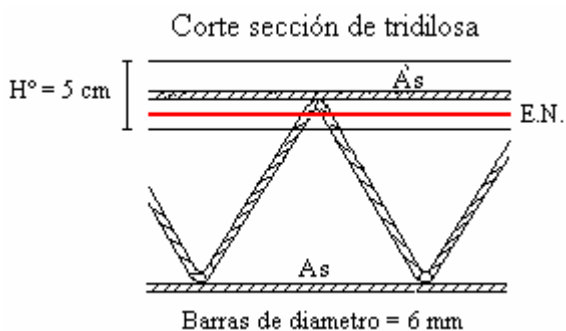


La sección trabaja como simplemente armada y existe H° fisurado, quedando válido bajo estas condiciones para la sección, el término de Inercia fisurada.

El acero fluye en los dos lechos, los esfuerzos de compresión los soporta sólo el H° y los esfuerzos de tracción

los soporta A_s y A'_s .

Figura 47 b) El eje neutro queda ubicado por debajo de A'_s



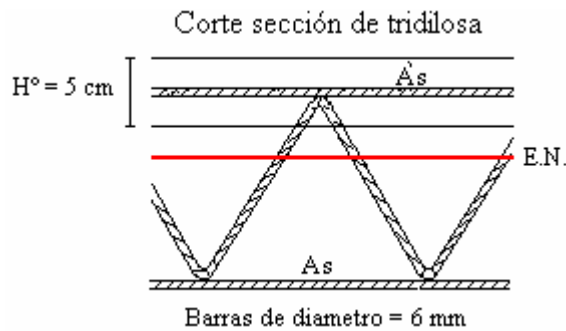
La sección trabaja y se comporta como doblemente armada.

También existe H° fisurado, por ende Inercia fisurada.

Habría que ver si A'_s fluye o no.

En este caso A'_s contribuye al H° a soportar los esfuerzos de compresión solicitados.

Figura 47 c) El eje neutro queda ubicado por debajo del cordón de H° .



La sección trabaja como doblemente armada.

Toda la sección de H° está comprimida con aporte de A'_s para resistir las solicitaciones de esfuerzo de compresión.

No hay sección agrietada de H° y otro será su comportamiento.

Habría que comprobar la resistencia a corte de las diagonales las cuales ligan los cordones de tracción y compresión.

Para a), b), c), A_s Siempre trabaja solicitada a esfuerzos de tracción en medio tramo y a esfuerzos de compresión cerca de los apoyos.

En este trabajo se aplicará el caso a), promoviendo secciones subreforzadas es decir una sección dúctil para que se produzcan deflexiones considerables antes del colapso.

Figura 47. Análisis de comportamiento estructural de Tridilosa

4.3.1.2. Optimización de Esfuerzos Normales en los Nervios de Tridilosa.-

Esta optimización consiste en promover un estado de esfuerzos intermedio en las secciones cerca de los apoyos, logrando reducir significativamente los esfuerzos, por ende las armaduras, al considerar una cierta rigidez intermedia entre rigidez perfecta “de empotramiento” y rigidez nula “apoyo simple o articulación”, según nos permite la sección del nervio o cercha plana al reducir su inercia al llegar a los apoyos o vigas. (figura 48.)

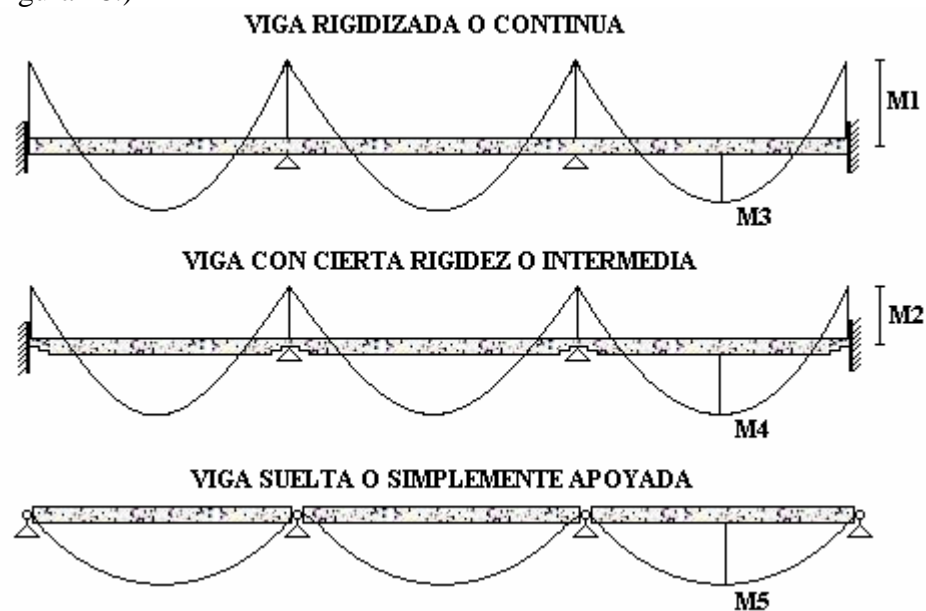


Figura 48. Diagrama de momentos de una viga en tres diferentes estados con carga constante
Del análisis de las gráficas se puede extraer para una mejor comprensión lo siguiente:

$$M1 > M2$$

$$M5 > M3$$

$$M3 < M4 < M5$$

$$\text{Como: } M1 > M2$$

M1 tendrá mayor A_s y M2 tendrá menor A_s

$$\text{Como: } M3 < M4 < M5$$

M5 tendrá mayor A_s y M3 tendrá menor A_s ; M4 tendrá un valor A_s entre M5 Y M3

Si el material es elástico, con un diagrama lineal esfuerzo-deformación, o sea que cumplen con la ley de Hooke, la relación entre esfuerzos normales y deformación de la sección transversal debido al momento flexionante se puede manifestar con la siguiente expresión:

$$\sigma_x = \frac{My}{I}$$

Para los esfuerzos normales se denomina “**fórmula de la flexión**”.

Esta ecuación establece que los esfuerzos son proporcionales al momento flexionante M e inversamente proporcional al momento de inercia I de la sección transversal.

Con la anterior ecuación se puede explicar lo que se busca, “reducir momentos cerca de los apoyos” para ello se despeja el momento y se analiza así:

$$M = \frac{\sigma_x I}{y}$$

Ahora la ecuación establece que el valor del momento es directamente proporcional a la inercia de la sección, lo que nos quiere decir que a menos inercia, el valor del momento será menor. (figura 49. a;b;c)

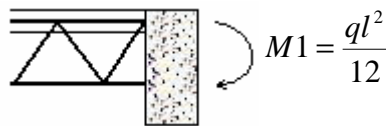


Figura 49 a)

a) De acuerdo a la gráfica y a la composición de la sección transversal y a su inercia el momento será igual al momento de empotramiento, al cual se lo identifica como una solución antieconómica. “Extremo 1”.



Figura 49 b)

b) De acuerdo a la gráfica y a su disposición de la sección, a la llegada al apoyo su momento será nulo, “Extremo 2”.

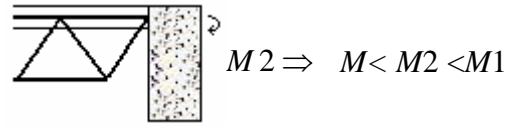


Figura 49 c)

c) De acuerdo a la gráfica y a la composición de la sección transversal, a la llegada al apoyo y a su inercia, el momento será un momento intermedio entre momento de empotramiento perfecto y momento nulo, al cual se lo identifica como objetivo de optimización y solución económica.

Figura 49. Análisis de optimización de momentos en función de la variación de inercia de la sección.

Para poner en práctica lo anteriormente explicado, se aplicó a los nervios de la losa más solicitada esta variación de inercias según constructivamente es permitido por la sección de nervio o celosía plana, así como se muestra en la (figura 50), para su análisis y verificación de esfuerzos.

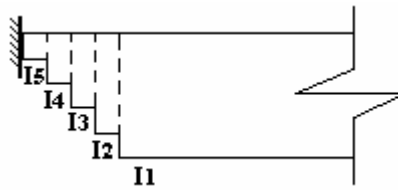


Figura 50. Variación de inercia cerca del apoyo

Se dotó a los nervios una variación de 5 secciones con sus correspondientes propiedades geométricas y de los resultados de los esfuerzos (figura 51.a;b;c), se llegó a la siguiente conclusión:



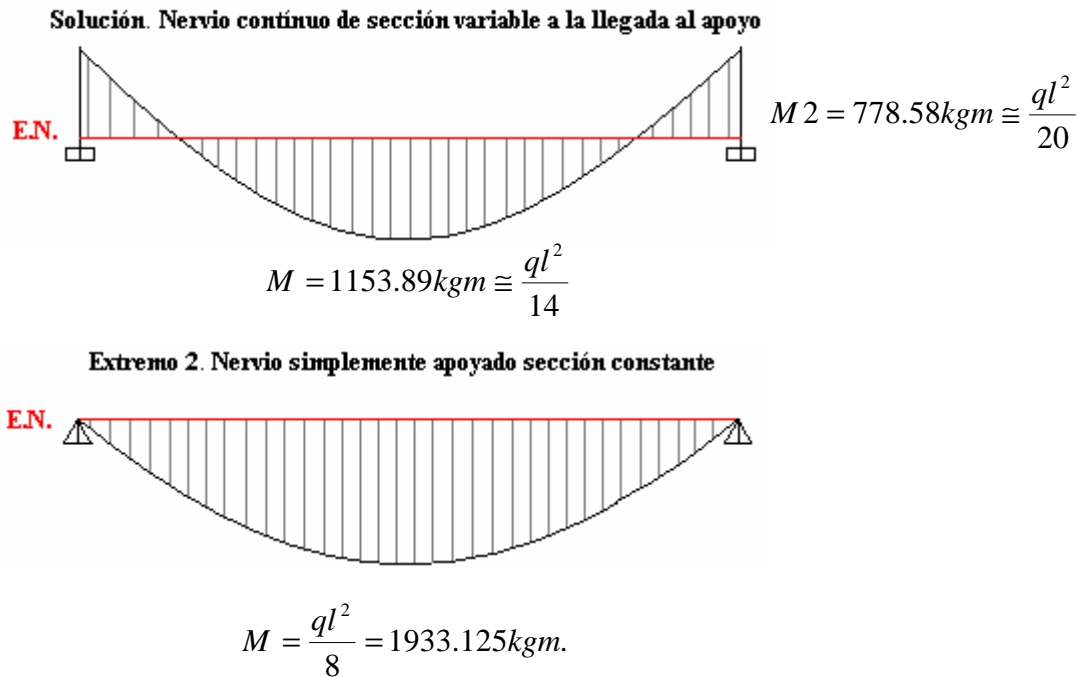


Figura 51. Diagramas de momentos generados por el análisis de optimización de esfuerzos

Si comparamos los M_1 y M_2 , en porcentaje la diferencia será de un 40%, gracias al artificio constructivo se logra mermar el momento negativo de $M_1 = ql^2/12$ a $M_2 = ql^2/20$.

El detalle constructivo (figura 52), se lo adopta con la finalidad de aplicar este análisis, el cual se demuestra que es eficiente para aplicarlo a este diseño, logrando de esta manera losas mucho más económicas y funcionales; el porcentaje se aplicará a los valores de momentos, aumentando a los momentos positivos y mermando los momentos negativos un 40%, para luego calcular la armadura necesaria en cada sección.

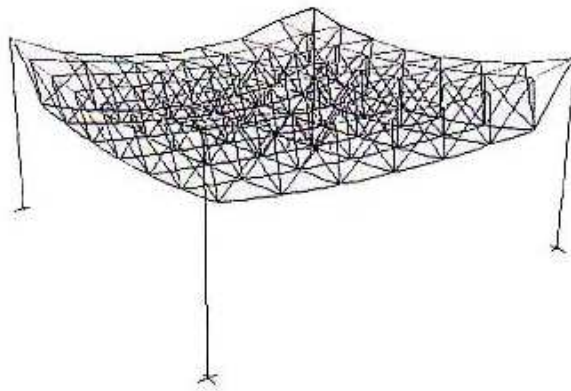


Figura 52. Detalle constructivo y su deformada.

4.3.1.3. Armadura Positiva.-

Se considera el diseño partiendo de un análisis de la losa modelada tridimensionalmente, es decir empleando elementos tipo barra. En este caso se determinará exactamente las fuerzas axiales en las barras de acero y los esfuerzos que se generan en la losa de hormigón para las distintas combinaciones de carga. Para el diseño de los elementos se utilizará el diseño por factores de carga y resistencia (lrfd).

4.3.1.3.1. Diseño de la Resistencia de los Elementos Sometidos a Tracción.-

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometidos a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento, se alarga considerablemente y restará utilidad a éste y puede además causar la falla del sistema estructural del que forma parte el miembro.

La especificación LRFD-D1 estipula que la resistencia de diseño de un miembro a tensión, ϕP_n , será la más pequeña de los valores obtenidos cuando ocurre en los siguientes casos:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro).

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0,9$$

Para la fractura de la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches. En este caso no serán tomados en cuenta por tratarse de barras de acero soldadas.

La nomenclatura utilizada para las planillas de “dimensionamiento de Nervios a Flexión – Armadura Positiva” es la siguiente:

M_u = Momento de diseño, obtenido de la hipótesis de carga mas desfavorable en el tramo considerado.

h = Altura total de la losa.

d' = Distancia de la fibra mas extrema al centro de gravedad de A_s igual a $d_1/2$ cm.

d = Canto útil de la losa.

h_c = Altura del la losa de compresión o cordón superior de H°

b_e = Paso o ancho de aporte de la capa de compresión correspondiente a cada nervio.

a = Altura del bloque de compresión.

z = brazo mecánico que genera el momento entre las fuerzas en equilibrio T y C.

P_u = Fuerza de tracción de diseño, generada por el momento máximo M_u

A_{gn} = Area de armadura requerida de cálculo.

A_{smin} = Armadura mínima recomendada por norma.

A_s = El mayor valor entre A_{gn} y A_{smin} .

d_1 = Diámetro de un armadura dispuesta.

A_1 = Area de fierro dispuesta.

ϕ = Factor de reducción de resistencia = 0,9 para flexión.

$N^\circ Fe$ = Número de fierros

$C/$ = Espaciamiento entre barras o cerchas planas.

4.3.1.4 Armadura Negativa.-

Para el cálculo de las planillas “Dimensionamiento de nervios-armadura negativa”, se utilizó la misma nomenclatura que las planillas de “armadura positiva”, con la diferencia que para la ubicación del momento negativo en el apoyo se tomaron en cuenta los tramos anterior y posterior al apoyo.

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2.614 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right] \quad A_s = \frac{0.85 * f_c * b * a}{f_y}$$

$$A_{min} = 0.0018 * (b * h_c + (h - h_c) * b_n)$$

Diseño positivo den losa mixta

Diseño negativo den losa mixta

4.3.2 Armadura a Esfuerzo Cortante.-

Como bien se sabe, por la configuración de los elementos estructurales que componen a la tridilosa sólo actúan fuerzas de tracción y de compresión, los esfuerzos cortantes se manifiestan en las celosías o diagonales como fuerzas de compresión, para ello el valor de cortante hay que descomponerlo en función del ángulo de inclinación de las diagonales para que actúe en ellas y poder encontrar la armadura necesaria para que resista las solicitaciones así como se explica a continuación:

4.3.2.1 Elementos Sometidos a Compresión.-

El diseño de los elementos tipo barra en compresión es importante en las estructuras, entre otros motivos porque su pandeo inicial puede ocasionar una disminución en el canto de la losa, originando un aumento de las solicitaciones y un efecto progresivo de daño en la estructura.

El pandeo de un elemento de barra sometida a una carga axial puede ser elástico o inelástico. Para propósitos de diseño, se toma $\lambda_c = 1,5$ como la frontera entre el pandeo elástico y el inelástico del elemento.

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para columnas de sección transversal que tengan relaciones ancho-espesor iguales o menores que l_r , la resistencia a la compresión de diseño es $\phi_c P_n$, en donde

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

Si $\lambda_c \leq 1,5$, el pandeo de la columna es inelástico.

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) F_y$$

o en la forma alterna dada en el comentario de la especificación AISC (LRFD):

$$F_{cr} = \left[e^{(-0,419\lambda_c^2)} \right] F_y$$

Si $\lambda_c > 1,5$, el pandeo de la columna es elástico.

$$F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] F_y$$

En los términos de esas ecuaciones están:

λ_c = parámetros de esbeltez

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, kg/cm.²

E = módulo de elasticidad del acero = 2000000 kg/cm.²

ϕ_c = coeficiente de la reducción de la resistencia para compresión

P_n = resistencia nominal a la compresión, kg/cm.²

A_g = área bruta de la sección transversal, cm.²

F_{cr} = esfuerzo crítico de compresión, kg/cm.²

DISEÑO A CORTANTE NERVIOS

4.3.3. Diseño de la Losa de Compresión.-

Para el diseño de las losas de hormigón se utilizarán las especificaciones establecidas en la parte 5 del manual AISC (LRFD) para miembros de sección compuesta. Como en el análisis se obtienen directamente los esfuerzos de membrana, que se generan en la losa de hormigón, se debe verificar que éstos sean menores que la siguiente expresión:

$$\sigma_c \leq 0.85f'_c$$

Por otra parte, varias normativas del hormigón especifican que para controlar la microfisuración del hormigón en compresión, las tensiones en el mismo no deben exceder el 60% de la resistencia característica:

$$\sigma_c \leq 0.6f'_c$$

Estos límites se cumplen ampliamente en estos tipos de estructuras. Como ejemplo demostrativo de ello se analizó la tridilosa L4, la cual es la mas solicitada de 5.2 m x 5.8 m de luces en cada dirección cargado con la hipótesis más desfavorable, y se obtuvieron esfuerzos en la losa de sólo 160.6 kg/cm². Considerando la resistencia del hormigón de 210 kg/cm.² se obtiene una resistencia al 85% de 179 kg/cm.². Como se puede observar, los esfuerzos actuantes están muy debajo de los esfuerzos resistentes. Cabe señalar que, en este caso, el hormigón trabaja casi totalmente a compresión. Si es que en otros casos se obtiene tracciones en el hormigón se considerará que las barras de acero absorben dichos esfuerzos.

4.3.4 Armadura de Reparto.-

En la sección 3.3.4 se explicó sobre la armadura de reparto que es conveniente disponer de un emparrillado de armadura de reparto a separación no superior de 30 cm, ni a cinco veces la altura de la losa superior en ambas direcciones.

Esta armadura es especial para la buena calidad de la losa y entre sus funciones destacan:

Controlar la fisuración por retracción.

Controlar la fisuración por variaciones térmicas.

Repartir las cargas localizadas.

La armadura de reparto puede ser considerada simultáneamente como resistente a otros efectos, tales como armaduras de momentos negativos. Esta armadura estará destinada a distribuir la carga y a minimizar los efectos de retracción y fraguado como se mencionó anteriormente.

En el caso de la tridilosa, la losa superior contiene los cordones superiores en las dos direcciones, éstos a su vez, hacen de armadura de reparto la cual cumple requisitos tanto en disposición de espaciamientos como en el área de acero necesaria, por lo tanto se dispondrá una malla de varillas de $\frac{1}{4}$ " cada 25.63 cm. en ambas direcciones.

4.4. Cálculo de Armaduras para el Pórtico Espacial.-

Las planillas de envolventes en barras, corrección de momentos negativos y envolventes en columnas, pertenecientes al pórtico espacial, se encuentran en el Anexo 1.

Los pórticos que se consideran son los mostrados en el apartado 3.4.

Los nudos de las barras que conforman el pórtico considerado son los mostrados en el apartado 3.4.

4.4.1 Armadura a Flexión de Vigas.-

4.4.1.1 Armadura Positiva.-

Para la elaboración de las planillas “ Dimensionamiento de vigas a flexión – Armadura positiva”, se utilizaron las mismas fórmulas y nomenclatura explicadas en el apartado 3.4.1.1. y la nomenclatura utilizada en planillas es la siguiente:

Barra = Número de barra correspondiente al pórtico espacial.

Mu = Momento de diseño obtenido del programa para cada barra considerada.

h = Altura de la viga.

b = Base de la viga.

d = Altura útil de la viga.

d' = Recubrimiento.

4.4.1.2 Armadura Negativa.-

Para el Dimensionamiento de vigas a flexión – Armadura negativa, se utilizaron las mismas fórmulas y nomenclatura que para el Dimensionamiento de vigas a flexión – Armadura positiva, con la variante de que se toma en cuenta el nudo y las barras anterior y posterior a éste.

4.4.2 Armadura a Corte en Vigas.-

Para determinar la armadura de cortante en las vigas se tomaron en cuenta las mismas barras descritas en el Dimensionamiento de vigas a flexión.

V_u = Cortante de diseño.

b = Base de la viga estudiada.

d = Canto útil de la viga estudiada.

V_c = Resistencia a cortante del hormigón = $0,53\sqrt{f'_c}bd$

V_s = Resistencia al esfuerzo cortante proporcionada por la armadura.

L = Longitud del tramo.

s = Espaciamiento entre estribos.

A_{vc} = Armadura de cálculo.

A_{min} = Armadura mínima recomendada por Norma.

A_v = El mayor valor entre A_{vc} y A_{min}

d_1 = Diámetro de fierro a disponer.

A_1 = Area de un fierro.

N° estribos = Número de estribos en el tramo.

4.4.3 Armadura a Torsión en Vigas.-

Para el cálculo de armadura a torsión se tomo en cuenta lo explicado en el apartado 3.4.3. y se utilizó la misma nomenclatura para las planillas.

4.4.4 Dimensionamiento de Columnas.

Para el dimensionamiento de columnas se tomó en cuenta lo explicado en el apartado 3.4.4. y se utilizó la misma nomenclatura para las planillas.

4.4.4.2 Armadura por Corte en Columnas.-

Para el cálculo de armadura a cortante se tomó en cuenta lo explicado en el apartado 3.4.4.2. y la nomenclatura utilizada en las planillas “Dimensionamiento a esfuerzo cortante en columnas” es la siguiente:

B = Lado de la sección transversal de la columna.

$d = B - r$ = Canto útil de la columna, r = recubrimiento.

V_c = Resistencia a esfuerzo cortante proporcionada por el hormigón.

V_u = Esfuerzo cortante de diseño.

V_s = Resistencia al esfuerzo cortante proporcionada por la armadura

s = Espaciamiento entre estribos.

A_{vc} = Armadura de cálculo.

A_{min} = Armadura mínima recomendada por Norma.

A_v = El mayor valor entre A_{vc} y A_{min}

L = Longitud del tramo.

d_1 = Diámetro de fierro a disponer.

A_1 = Area de un fierro.

N° estribos = Número de estribos en el tramo.

DISEÑO VIGAS POSITIVAS

DISEÑO VIGAS NEGATIVAS

DISEÑO A CORTE EN VIGAS

DISEÑO A TORSION EN VIGAS

DISEÑO A TORSION LONGITUDINAL EN VIGAS

DISEÑO DE COLUMNAS FLEXOCOMPRESIÓN

CORTE EN COLUMNAS

4.4.5 Dimensionamiento de Zapatas.- El dimensionamiento de las zapatas se realizó así como se explica en el apartado 3.4.5., utilizando la misma nomenclatura para las planillas las cuales se encuentran en el (anexo 7), Para su mejor comprensión:

4.5. Análisis de Deflexiones.- El análisis de las deflexiones se realizó en la losa N°4 siendo la más crítica que presenta la estructura y se tomó en cuenta todas las consideraciones que se explicaron en el apartado 3.5.. Las planillas de cálculo se encuentran en el (anexo 8).

Deflexión inmediata debida a la carga viva

Losa	Lv (cm)	CV (kg/cm)	Ma (kg.cm)	Mcr/Ma	Ie (cm ⁴)	ΔL (cm)	Δadm (cm)	$\Delta L < \Delta adm$
4	405	0.50	4186.97	0.15	1318.14	0.30	1.13	Si cumple

Deflexión inmediata debida a la carga muerta

Losa	Lv (cm)	CM (kg/cm)	Ma (kg.cm)	Mcr/Ma	Ie (cm ⁴)	ΔD (cm)	Δadm (cm)	$\Delta D < \Delta adm$
4	405	0.70	8897.30	0.23	1319.13	0.43	1.13	Si cumple

Deflexión inmediata debida carga muerta + carga viva

$\Delta D+L$ (cm)	Δadm (cm)	$\Delta D+L < \Delta adm$
0.73	1.13	Si cumple

Deflexión a largo plazo

ΔL (cm)	ΔD (cm)	$\Delta 0.5L$ (cm)	λ 36meses	λ 5 años	ΔT (cm)	Δadm (cm)	$\Delta T < \Delta adm$
0.30	0.43	0.15	1.75	2	1.42	1.68	Si cumple

CAPITULO V

COMPARACION DE ALTERNATIVAS DESARROLLADAS

5.1. Generalidades.-

Dentro del análisis comparativo entre la losa reticular con la losa mixta, se reflejan tanto análisis técnicos como económicos. Para poder llegar a un resultado concluyente es necesario realizar el análisis de las características técnicas como económicas de ambas alternativas, las mismas que se desarrollan en los siguientes puntos.

5.2. Análisis Técnico.-

5.2.1. Proceso Constructivo.-

Para la construcción de losas reticulares es imprescindible realizar un encofrado y apuntalamiento, lo que implica un cierto periodo de tiempo empleado.

Por las características de la losa mixta al ser prefabricada y al tener un comportamiento autoportante desde el momento del montaje, implica una simplificación en la construcción y eliminación de apuntalamientos provisionales, pues la misma estructura espacial mixta (E.E.M.) se puede utilizar como soporte de los encofrados y en muchos casos no son necesarios los encofrados, dependiendo de la placa y la luz a cubrir se modifica el proceso constructivo de prefabricación. Sin embargo ya se ha logrado un ahorro en lo que se refiere al tiempo y al personal necesario.

Debido a que las losas mixtas son prefabricadas fuera o en el lugar de ejecución de la obra, además de sus características propias de resistencia y mecánicas es mucho mas improbable que se produzcan deformaciones en su fabricación, por lo que los acabados son de mejor calidad pudiéndose quedar las celosías espaciales y la malla inferior a ojo vista o bien ser cubiertas dando lugar al cielo raso o falso techo.

Para la construcción de las losas reticulares se requiere un proceso de armado, lo que implica una gran cantidad de tiempo y la participación de personal apropiado. Se

debe tomar en cuenta que como resultado de este proceso se desechan segmentos excedentes de varillas que inciden en los costos finales.

En el proceso constructivo de la losa mixta, al ser parcialmente prefabricado o prefabricado, hay mucho más control en el doblado de armaduras y en la ejecución y paralelamente el material excedente del doblado y armado de otros elementos pueden usarse para la sujeción en el montaje de la losa mixta al realizar los empalmes y uniones con soldadura, por lo que el desperdicio de material será menor.

5.2.2. Comparación de Deflexiones.-

En las siguientes tablas se muestra las deformadas de las estructuras en el vano más crítico que resulta ser en la losa 4, donde se puede ver que la losa reticular sufre una deformación total de 0.81 cm, mientras que la deformación total en la losa reticular mixta es de 1.42 cm, resultando éstas deformaciones, estar dentro del rango de las deformaciones admisibles.

La razón por la que la losa mixta tiene mayor deformación que la losa reticular a pesar de tener el mismo canto, es porque la losa mixta al estar constituida con menos relleno de hormigón y más acero estructural en su sección, se hace menos rígida pero más flexible y dúctil al tener una resistencia inelástica alta capaz de soportar grandes cargas estando sus deformaciones dentro de los rangos admisibles.

a) Comprobación de Deflexiones de Losa Reticular.-

Deflexión inmediata debida a la carga viva

Losa	Lv (cm)	CV (kg/cm)	Ma (kg.cm)	Mcr/Ma	Ie (cm ⁴)	ΔL (cm)	Δadm (cm)	$\Delta L < \Delta adm$
4	405	1.84	23219.23	0.61	10601.71	0.28	1.13	Si cumple

Deflexión a largo plazo

ΔL (cm)	ΔD (cm)	$\Delta 0.5L$ (cm)	λ 36meses	λ 5 años	ΔT (cm)	Δadm (cm)	$\Delta T < \Delta adm$
0.28	0.16	0.13	1.75	2	0.81	1.68	Si cumple

b) Comprobación de Deflexiones de Losa Mixta.-

Deflexión inmediata debida a la carga viva

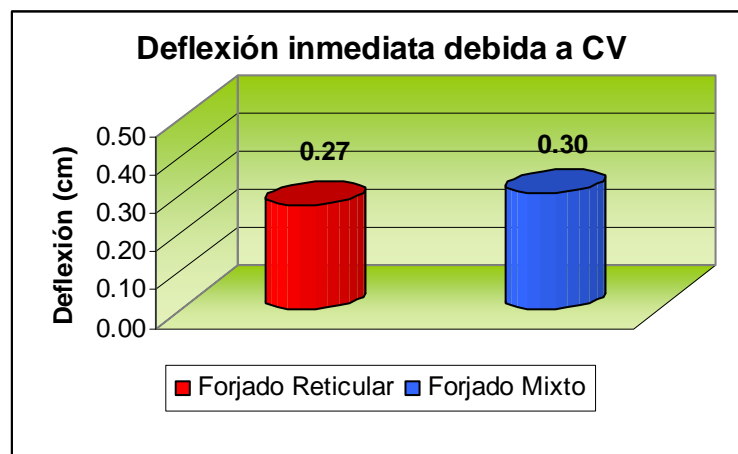
Losa	Lv (cm)	CV (kg/cm)	Ma (kg.cm)	Mcr/Ma	Ie (cm ⁴)	ΔL (cm)	Δadm (cm)	$\Delta L < \Delta adm$
4	405	0.50	4186.97	0.15	1318.14	0.30	1.13	Si cumple

Deflexión a largo plazo

ΔL (cm)	ΔD (cm)	$\Delta 0.5L$ (cm)	λ 36 meses	λ 5 años	ΔT (cm)	Δadm (cm)	$\Delta T < \Delta adm$
0.30	0.43	0.15	1.75	2	1.42	1.68	Si cumple

c) Cuadros Comparativos.-

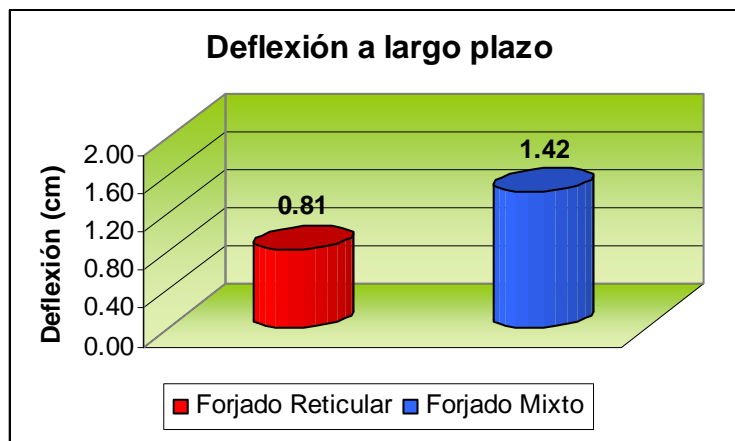
1) Análisis de Deflexión inmediata debida a Cargas Vivas



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Deflexión (cm)	0.27	0.30
% De Deflexión en forjados	100%	112%

Como se puede observar la deformación inmediata de la losa mixta es mayor en un 12% en comparación con la losa reticular. Esta última se deforma en menor proporción debido a la mayor rigidez de su sección.

2) Análisis de Deflexión a largo plazo.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Deflexión (cm)	0.81	1.42
% De Deflexión en forjados	100%	175%

Como se puede apreciar las deflexiones a largo plazo son mayores en la losa mixta en un 75% que la losa reticular, ésto se debe a la mayor rigidez de la losa reticular.

Evaluada las deflexiones inmediatas y a largo plazo, obviamente los forjados mixtos presentan mayores deformaciones al ser menos rígidas, pero se garantiza que sus valores satisfacen los límites máximos permisibles, cumpliendo requisitos de resistencia y función específica.

5.2.3. Incidencia del Peso Propio en Ambas Alternativas.

Con el fin de conocer la incidencia del peso de la losa reticular frente a la losa mixta, se realiza en este acápite un análisis comparativo de ambas soluciones.

a) Peso Propio de Losa Reticular.-

Peso Propio Total de losa reticular en la estructura

Vol. De H°A° de losa (m3)	Peso de H°A° (kg/m3)	Peso de losa de un nivel (kg)	N° de niveles	Peso total de losas en la estructura (Ton)
19.28	2400	46282.44	4	185.13

Peso Propio Total de losa reticular en estructura = 185.13 Ton.

b) Peso Propio de Losa Mixta.-

Peso Propio Total de losa mixta en la estructura

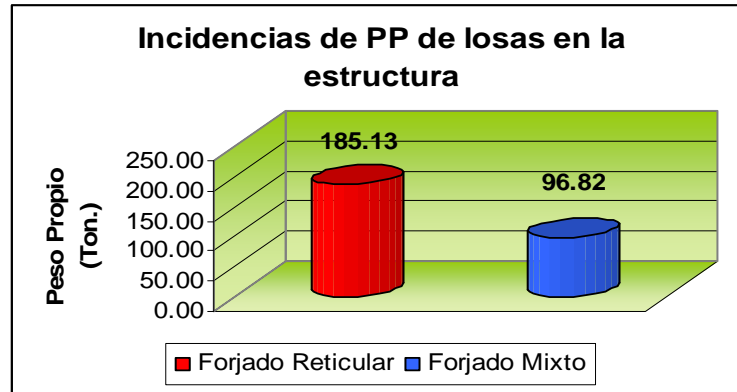
Vol. De H°A° de losa (m3)	Peso de H°A° (kg/m3)	Peso de losa de un nivel (kg)	N° de niveles	Peso total de losas en la estructura (Ton.)
9.66	2400	23192.76	4	92.77

Peso de celosía en un m2 (kg/m2)	Área total de losa un nivel (m2)	Peso de celosía en losa un nivel (kg)	N° de niveles	Peso total de celosía en la estructura (Ton.)
5.24	193.27	1012.60	4	4.05

Peso Propio Total de losa mixta en la estructura = 96.82 Ton.

a) Cuadro Comparativo.-

1) Análisis de Incidencia de Peso Propio en ambas alternativas.



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Peso Propio (Ton.)	185.13	96.82
% De incidencia de PP	191%	100%

Como se puede observar los valores y el cuadro, la losa mixta tiene un peso propio casi por la mitad en comparación de la losa reticular: La diferencia sería de 88.31 Ton. de carga que ya no se transmiten al resto de los elementos estructurales y al suelo, para cada nivel estaríamos hablando de 22.08 Ton., siendo el área de losa de 193.27 m², significando esto que cada metro cuadrado de losa mixta pesa 114.23 Kg menos que la losa reticular, ya que en la losa mixta no se emplea hormigón fisurado que no trabaja. Para mejor entendimiento si quisiéramos igualar los pesos de las losas, a la losa mixta habría que ponerle de sobrecarga dos bolsas y cuarto de cemento. Una propiedad a resaltar de la losa mixta es que al aumentar el canto, como consecuencia de luces a cubrir, el peso de la estructura por unidad de área no aumenta significativamente, significando esto que con la losa mixta se logra mermar el peso propio un 91 % y esto repercute a que se puedan mermar secciones tanto de vigas, columnas y zapatas, logrando economía en el conjunto de la estructura.

5.2.4. Análisis de Cuantías.-

Como bien se sabe en un diseño se promueve una sección subreforzada, esta condición se obtiene cuando el área de refuerzo de tensión utilizada en la sección es

menor que la requerida para la condición de deformación balanceada y mayor a la cuantía mínima.

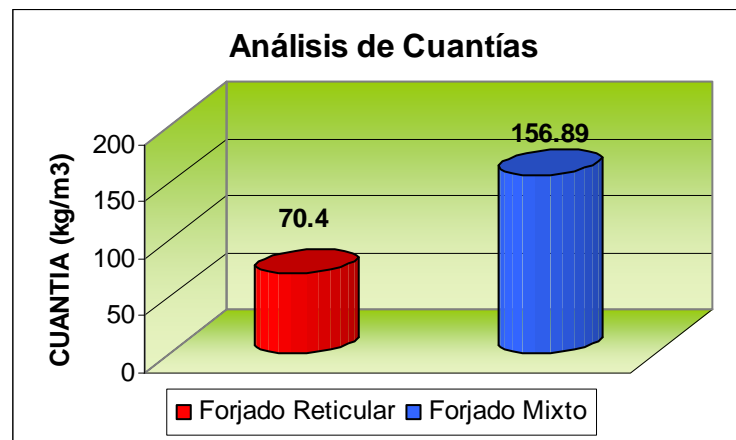
Habiendo cumplido el anterior requisito en ambas alternativas, se cuantifica la cantidad de acero requerida para los dos tipos de losas.

Relación de cuantías en losas

Tipo de estructura	d1 (cm)	L. Total (m)	Peso Nominal (kg/m)	Peso (kg)	Peso Total (kg)	Volumen (m3)	Cuantía (kg/m3)
Forjado reticular	1.2	165.00	0.890	146.85	5430.21	77.14	70.40
	1	2067.30	0.585	1209.37			
	0.8	4298.82	0.393	1689.44			
	0.6	10741.23	0.222	2384.55			
Forjado mixto	0.6	27318.12	0.222	6064.62	6064.62	38.65	156.89

a) Cuadro Comparativo.-

1) Análisis de cuantías en ambas alternativas.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Cuantía (kg/m3)	70.4	156.89
Volumen (m3)	77.14	38.65
% De cuantía en forjados	100%	223%

Se puede observar que existe una gran variación de porcentaje de armadura en la losa mixta en un 123% mayor con relación a la losa reticular, esto se debe a que en la losa

mixta se ha eliminado el volumen de hormigón fisurado, por lo que este valor más que todo manifiesta la optimización de la sección.

5.2.5. Comparación de Peso Propio e Inercia de diferentes Cantos.-

Una de las características de la losa mixta es que proporciona, además, un aumento de la inercia de la sección sin un sensible incremento del peso propio de la misma. La tabla 10., presenta el aumento del momento de inercia de la sección de losa mixta ($\% \Delta I$) con el peralte (H) y su respectivo incremento de peso propio ($\% \Delta PP$) en comparación inicial de un canto de 25 cm. Es decir, entre la estructura mixta de 25 cm de peralte y una de, por ejemplo, 60 cm el aumento del momento de inercia es del orden del 93 % y, en cambio, el respectivo incremento de peso propio no llega al 6 %.

Variable H	25	30	35	40	45	50	55	60
($\% \Delta I$)	0.00	29	69	76	81	90	92	93
($\% \Delta PP$)	0	0.5	1	2	3	4	5	6

Caso contrario es lo que pasa en la sección de losa reticular al contar siempre con hormigón que liga la armadura en tracción y compresión, el incremento de inercia va acompañado con el incremento de PP como se ve en la Tabla 11., presenta el aumento del momento de inercia de la sección de losa reticular ($\% \Delta I$) con el peralte (H) y su respectivo incremento de peso propio ($\% \Delta PP$) en comparación inicial de un canto de 25 cm. Es decir, entre la estructura reticular de 25 cm de peralte y una de, por ejemplo, 60 cm el aumento del momento de inercia es del orden del 92 % y, en cambio, el respectivo incremento de peso propio llega al 38 %.

Variable H	25	30	35	40	45	50	55	60
($\% \Delta I$)	0	41	63	74	82	86	90	92
($\% \Delta PP$)	0	8	15	21	26	30	34	38

Comparando los resultados, claramente se evidencia una de las virtudes de la losa mixta en comparación a la losa reticular confirmando lo explicado por Miguel Bozzo.

5.3. Análisis Económico.-

Para un análisis económico real, es necesario cuantificar materiales, mano de obra, herramientas y equipo requeridos en la construcción de cada tipo de losa, así como en los costos que en ellos se incurren.

A continuación se realiza la cuantificación de cada uno de los materiales, mano de obra y herramientas necesarios para la ejecución de cada uno de los tipos de losa mencionados.

5.3.1.- Losa Reticular.-

En este punto se expresarán las cantidades de materiales, mano de obra, así como de herramientas y equipo necesario para la construcción de la losa reticular.

5.3.1.1 Materiales.-

a) Peso Total de Acero Estructural: En su determinación se tomó en cuenta un porcentaje de 10% debido a mermas por cortes.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Acero Estructural fy=4200	kg	7.21	1394.39	5577.56

b) Volumen Total de Hormigón Tipo A: El hormigón empleado para el diseño de la losa es de tipo A, con una resistencia característica cilíndrica a los 28 días de 210 kg/cm².

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Hormigón Tipo A	M3	0.10	19.28	77.14

c) Piezas de Plastoformo: Las piezas de plastoformo empleadas en el vaciado de la losa reticular son de 20 cm. de alto en dirección Z, 65 cm. de lado en dirección X, y 65 cm. de lado en dirección Y.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Plastoformo de 20x65x65	Pza	1.78	344.00	1376.00

d) Madera requerida: La cantidad de madera requerida para la losa reticular es el resultado de considerar un 10% de desperdicio y tres usos como máximo de la cantidad requerida.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Encofrado Tablas de 1"x15"	P2	3.59	693.45	2773.79
Transversales de 2"x4"	P2	1	194	776
Puntales de 2"x4"	P2	3.01	581.74	2326.97

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Madera	P2	7.60	1470.00	5880.00

e) Clavos: La cantidad asumida porque la práctica así lo demuestra es de 0.2 kg/m².

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Clavos	kg	0.20	38.80	155.20

f) Alambre de amarre: La cantidad asumida porque la práctica así lo demuestra es de 0.2 kg/m²

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Alambre de amarre	kg	0.20	38.80	155.20

5.3.1.2. Mano de Obra.-

La estimación de personal para la construcción de la losa reticular con bloques aligerantes de plastoformo por metro cuadrado, se detalla a continuación.

Losa reticular con bloque aligerantes de plastoformo. (m2)

DESCRIPCION	UNIDAD	TIEMPO (Hr.)		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Encofrador	Encofrador	1.15	223.10	892.40
	Ayudante	2	388.00	1552.00
Colocado de bloques	Albañil	0.2	38.80	155.20
	Ayudante	0.1	19.40	77.60
Armado	Armador	1	194.00	776.00
	Ayudante	2	388.00	1552.00
Hormigonado	Albañil	0.8	155.20	620.80
	Ayudante	0.8	155.20	620.80
Curado	Ayudante	0.1	19.40	77.60
Desencofrado	Encofrador	0.2	38.80	155.20
	Ayudante	0.2	38.80	155.20

5.3.1.3. Herramientas y Equipo.-

La estimación de cantidad de horas herramientas y equipo para la construcción de la losa reticular con bloques aligerantes de plastoformo por metro cuadrado, se detalla a continuación.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Hormigonado	Mezcladora	0.05	9.70	38.80
	Vibradora	0.05	9.70	38.80

RESUMEN DE CANTIDADES Y COSTOS TOTALES

DESCRIPCION	UNID.	PRECIO UNIT.	CANT. TOTAL	COSTO TOTAL
			Cuatro plantas	Cuatro plantas
Materiales				
Acero estructural	kg	7.72	5577.56	43069.89
Hormigón Tipo A	m3	487.00	77.14	37565.91
Plastoformo 65x65x20	Pz	25.35	1376.00	34881.60
Madera	P2	3.90	5880.00	22932.00
Clavos	kg	10.00	155.20	1552.00
Alambre de amarre	kg	9.50	155.20	1474.40
Sub. Total Materiales (bs.):				141475.80
Mano de obra				
Encofrador	Hr	10.00	2444.40	24444.00
Armador	Hr	10.00	2328.00	23280.00
Albañil	Hr	10.00	776.00	7760.00
Ayudante	Hr	6.87	4035.20	27721.82
Sub. Total Mano de Obra (bs.):				83205.82
Herramienta y equipo				
Mezcladora	Hr	24.00	38.80	931.20
Vibradora	Hr	13.00	38.80	504.40
Otros	%	5.00	83205.82	4160.29
Sub. Total Herramienta y Equipo (bs.):				5595.89
Total material, mano de obra y herramientas (bs.):				230277.52

Los precios unitarios utilizados en la presente tabla se encuentran en el (anexo 9).

5.3.2.- Losa Mixta.-

En este punto se expresarán las cantidades de materiales, mano de obra, así como herramientas y equipo necesario para la construcción de la losa mixta.

5.3.2.1 Materiales.-

a) **Peso Total de Acero Estructural:** En su determinación se tomó en cuenta un porcentaje de 10% debido a mermas por cortes.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Acero Estructural fy=4200	kg	7.84	1516.16	6064.62

b) **Volumen Total de Hormigón Tipo A:** El hormigón empleado para el diseño de la losa es de tipo A, con una resistencia característica cilíndrica a los 28 días de 210 kg/cm².

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Hormigón Tipo A	M3	0.05	9.66	38.65

c) **Electrodos:** Los electrodos usados son de marca CONARCO E6013 y su rendimiento fue confirmado en un taller de metalurgia y es el siguiente.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Electrodos E6013	kg	0.23	45.10	180.39

d) **Pintura anticorrosiva:** El rendimiento de la pintura anticorrosiva fue confirmado en un taller de metalurgia y es el siguiente.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m2	Una planta	Cuatro plantas
Pintura anticorrosiva	Gl	0.04	7.73	30.92

5.3.2.2. Mano de Obra.-

La estimación de personal para la construcción, montaje y curado de la losa mixta por metro cuadrado, se detalla a continuación.

Losas mixtas. (m²)

DESCRIPCION	UNIDAD	TIEMPO (Hr.)		
		m ²	Una planta	Cuatro plantas
Doblado y cortado	Soldador	0.25	48.43	193.72
	Ayudante	0.25	48.43	193.72
Armado	Soldador	0.25	48.43	193.72
	Ayudante	0.35	67.80	271.21
Hormigonado	Albañil	1	193.72	774.89
	Ayudante	1.5	290.58	1162.34
Montaje	Soldador	0.04	7.75	31.00
	Ayudante	0.05	9.69	38.74
Curado	Ayudante	0.2	38.74	154.98

5.3.2.3. Herramientas y Equipo.-

La estimación de cantidad de horas herramientas y equipo para la construcción de la losa mixta por metro cuadrado, se detalla a continuación.

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDADES		
		m ²	Una planta	Cuatro plantas
Hormigonado	Mezcladora	0.04	7.76	31.04
	Vibradora	0.04	7.76	31.04
Montaje	Grúa	0.13	24.25	97.00

RESUMEN DE CANTIDADES Y COSTOS TOTALES

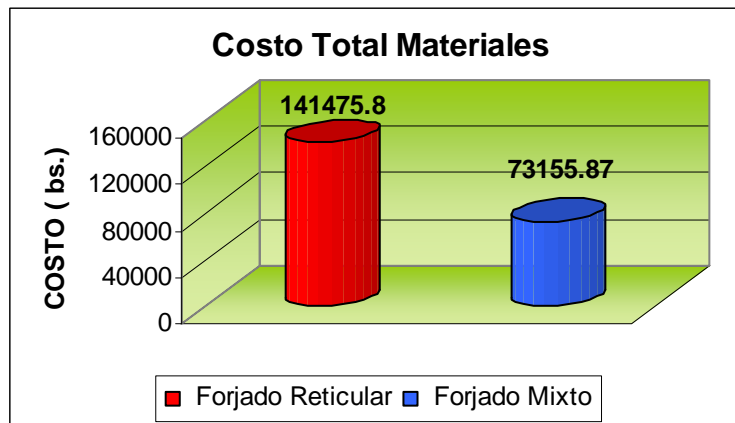
DESCRIPCION	UNID.	PRECIO UNIT.	CANT. TOTAL	COSTO TOTAL
			Cuatro plantas	Cuatro plantas
Materiales				
Acero estructural soldable	kg	7.86	6064.62	47682.49
Hormigón Tipo A	m3	487.00	38.65	18824.79
Electrodos E6013	kg	18.00	180.39	3246.99
Pintura anticorrosiva	Gl	110.00	30.92	3401.60
Sub. Total Materiales (bs.):				73155.87
Mano de obra				
Soldador	Hr	12.00	418.44	5021.30
Albañil	Hr	10.00	774.89	7748.92
Ayudante	Hr	6.87	1821.00	12510.24
Sub. Total Mano de Obra (bs.):				25280.46
Herramienta y equipo				
Mezcladora	Hr	24.00	31.04	744.96
Vibradora	Hr	13.00	31.04	403.52
Grúa	Hr	420.00	97.00	40740.00
Otros	%	5.00	25280.46	1264.02
Sub. Total Herramienta y Equipo (bs.):				43152.50
Total material, mano de obra y herramientas (bs.):				141588.83

Los precios unitarios utilizados en la presente tabla se encuentran en el (anexo9).

Tomando en cuenta los resultados obtenidos de las planillas, se puede observar que existe un ahorro de 88688.68 bs. Lo que significa que la losa mixta produciría una economía del 39 %. Estos son costos netos sin incurrir en beneficios sociales, gastos generales, utilidades, IVA y el impuesto a las transacciones. Que por naturaleza del trabajo carecen de relevancia.

5.3.3. Cuadros Comparativos.-

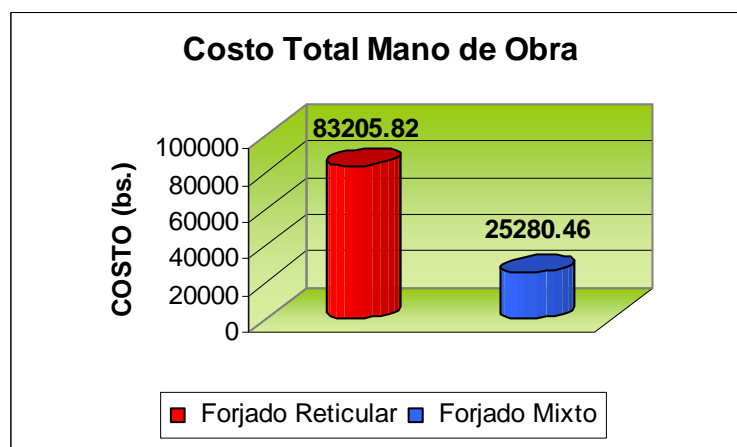
1) Análisis Costo de Materiales Empleados.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Materiales (Bs.)	141475.8	73155.87
% De variación	193%	100%

Como se podrá observar la losa mixta presenta un costo de materiales inferior en un 93% que la losa reticular, lo que representa un ahorro en la construcción.

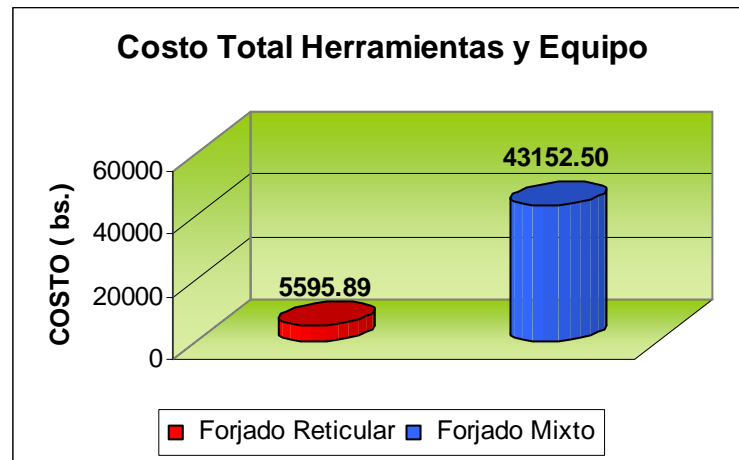
2) Análisis Costo de Mano de Obra Empleada.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Mano de Obra (Bs.)	83205.82	25280.46
% De variación	329%	100%

Se puede distinguir claramente que la losa mixta, presenta un costo de mano de obra inferior en un 229% que la losa reticular, ello se debe a que la losa reticular requiere mayor tiempo de personal para su ejecución.

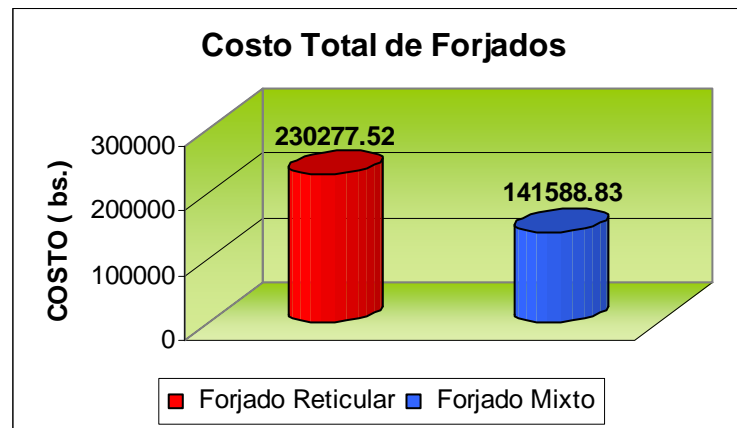
3) Análisis Costo de herramienta y equipo.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Herramienta (Bs.)	5595.89	43152.50
% De variación	100%	771%

Como se observa en el cuadro, el costo de herramientas y equipos requeridos para la ejecución de la losa reticular es mucho mas bajo que la losa mixta en un 671%, esto se debe a que para el montaje de la losa mixta se requiere los rendimientos de una grúa.

4) Análisis Costo Total.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Costo total (Bs.)	230277.52	141588.83
% De variación	163%	100%

Finalmente analizando los costos totales para la ejecución de ambas alternativas, se puede notar que la losa reticular tiene un costo más elevado en un 63% en comparación de la losa mixta.

5.4.-Análisis Económico en los Restantes Elementos Estructurales y en Conjunto de las dos Alternativas.-

Es necesario una comparación Técnica-Económica de los restantes elementos estructurales, donde podremos apreciar la repercusión en éstos de los forjados en estudio, siendo necesario definir la cantidad de insumos requeridos como ser:

- Cantidad de armadura
- Volumen de Hormigón

5.4.1.-Cantidad de Armadura.-

En los siguientes cuadros se puede observar las cantidades de armadura requerida en cada uno de los elementos estructurales de los dos tipos de forjados en estudio:

a) Armadura en Elementos Estructurales de Losa Reticular.-

Vigas a flexión - Armadura positiva

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	0.8	66.00	3.04	200.33
	1	26.25	4.53	118.96
	1.2	348.70	6.85	2387.11
5.94	0.8	66.00	3.04	200.33
	1	26.25	4.53	118.96
	1.2	348.70	6.85	2387.11
8.82	0.8	66.00	3.04	200.33
	1	26.25	4.53	118.96
	1.2	348.70	6.85	2387.11
11.7	0.8	85.45	3.04	259.37
	1	40.00	4.53	181.27
	1.2	315.50	6.85	2159.83
Totales =				10719.68

Vigas a flexión - Armadura negativa

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	0.8	32.50	3.04	98.65
	1	377.30	4.53	1709.81
	1.2	72.95	6.85	499.40
	1.6	49.15	12.14	596.76
5.94	0.8	32.50	3.04	98.65
	1	377.30	4.53	1709.81
	1.2	72.95	6.85	499.40
	1.6	49.15	12.14	596.76
8.82	0.8	32.50	3.04	98.65
	1	377.30	4.53	1709.81
	1.2	72.95	6.85	499.40
	1.6	49.15	12.14	596.76
11.7	0.8	21.80	3.04	66.17
	1	331.60	4.53	1502.71
	1.2	103.30	6.85	707.17
Totales =				10989.87

Vigas a flexión - Armadura a esfuerzo cortante en vigas

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	0.6	1045.60	1.76	1843.41
5.94	0.6	1045.60	1.76	1843.41
8.82	0.6	1045.60	1.76	1843.41
11.7	0.6	896.80	1.76	1581.07
Totales =				7111.29

Armadura de columnas a flexocompresión

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
0.00	1.2	250.80	6.85	1716.91
	1.6	22.80	12.14	276.83
3.06	1.2	475.20	6.85	3253.10
	1.6	43.20	12.14	524.51
5.94	1.2	462.40	6.85	3165.47
8.82	1.2	462.40	6.85	3165.47
11.70	1.2	462.40	6.85	3165.47
Totales =				15267.77

Armadura a esfuerzo cortante en columnas

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
0.00	0.60	163.20	1.76	287.72
3.06	0.60	311.61	1.76	549.37
5.94	0.60	271.15	1.76	478.04
8.82	0.60	263.90	1.76	465.26
11.70	0.60	263.90	1.76	465.26
Totales =				2245.66

Armadura en zapatas

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
-1.5	1.2	899.05	6.85	6154.67
	1.6	223.6	12.14	2714.84
Totales =				8869.51

Planilla resumen
Costo Armadura en elementos estructurales de forjado
reticular

Tipo de armadura	Costo total (Bs)
Vigas a flexión - Armadura positiva	10719.68
Vigas a flexión - Armadura negativa	10989.87
Armadura esfuerzo cortante en vigas	7111.29
Armadura en columnas a flexocompresión	15267.77
Armadura a esfuerzo cortante en columnas	2245.66
Armadura en zapatas	8869.51
Costo total armadura en elementos estructurales	55203.78

b) Armadura en Elementos Estructurales de Losa Mixta.-

Vigas a flexión - Armadura positiva

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	0.8	76.85	3.04	233.27
	1	40.00	4.53	181.27
	1.2	319.80	6.85	2189.27
5.94	0.8	76.85	3.04	233.27
	1	40.00	4.53	181.27
	1.2	319.80	6.85	2189.27
8.82	0.8	76.85	3.04	233.27
	1	40.00	4.53	181.27
	1.2	319.80	6.85	2189.27
11.7	0.8	81.25	3.04	246.62
	1	39.90	4.53	180.81
	1.2	315.50	6.85	2159.83
Totales =				10398.69

Vigas a flexión - Armadura negativa

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	0.8	19.30	3.04	58.58
	1	326.90	4.53	1481.41
	1.2	95.35	6.85	652.74
	1.6	20.75	12.14	251.94
5.94	0.8	19.30	3.04	58.58
	1	326.90	4.53	1481.41
	1.2	95.35	6.85	652.74
	1.6	20.75	12.14	251.94
8.82	0.8	19.30	3.04	58.58
	1	326.90	4.53	1481.41
	1.2	95.35	6.85	652.74
	1.6	20.75	12.14	251.94
11.7	0.8	2.70	3.04	8.20
	1	336.00	4.53	1522.65
	1.2	98.90	6.85	677.04
Totales =				9541.90

Vigas a flexión - Armadura a esfuerzo cortante en vigas

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	0.6	868.00	1.76	1530.30
5.94	0.6	868.00	1.76	1530.30
8.82	0.6	868.00	1.76	1530.30
11.7	0.6	809.30	1.76	1426.81
Totales =				6017.69

Armadura de columnas a flexocompresión

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
0.00	1.2	247.00	6.85	1690.90
	1.6	22.80	12.14	276.83
3.06	1.2	468.00	6.85	3203.81
	1.6	43.20	12.14	524.51
5.94	1.2	462.40	6.85	3165.47
8.82	1.2	462.40	6.85	3165.47
11.70	1.2	462.40	6.85	3165.47
Totales =				15192.46

Armadura a esfuerzo cortante en columnas

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
0.00	0.60	158.20	1.76	278.91
3.06	0.60	302.09	1.76	532.59
5.94	0.60	269.70	1.76	475.48
8.82	0.60	263.90	1.76	465.26
11.70	0.60	263.90	1.76	465.26
Totales =				2217.50

Armadura en zapatas

Nivel	d1 (cm)	Longitud total (m)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
-1.5	1.2	558.5	6.85	3823.35
	1.6	152.8	12.14	1855.22
Totales =				5678.57

Planilla resumen

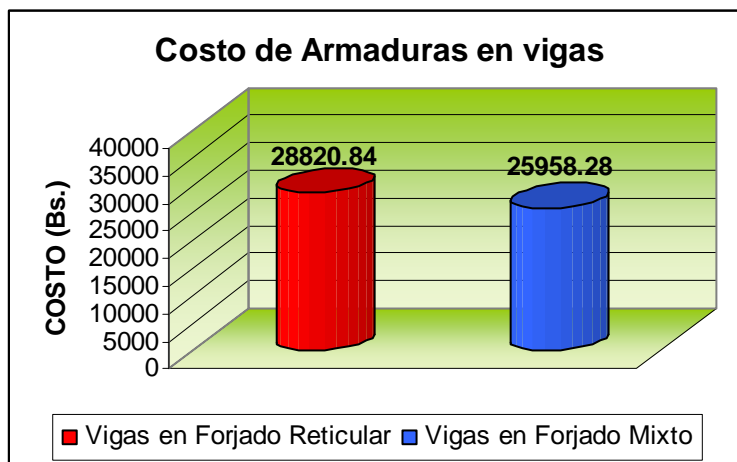
Costo Armadura en elementos estructurales de losa mixta

Tipo de armadura	Costo total (Bs)
Vigas a flexión - Armadura positiva	10398.69
Vigas a flexión - Armadura negativa	9541.90
Armadura esfuerzo cortante en vigas	6017.69
Armadura en columnas a flexocompresión	15192.46
Armadura a esfuerzo cortante en columnas	2217.50
Armadura en zapatas	5678.57
Costo total armadura en elementos estructurales	49046.82

5.4.1.1. Cuadros Comparativos.-

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en las planillas y para un mayor entendimiento y visualización se esquematiza en los siguientes cuadros:

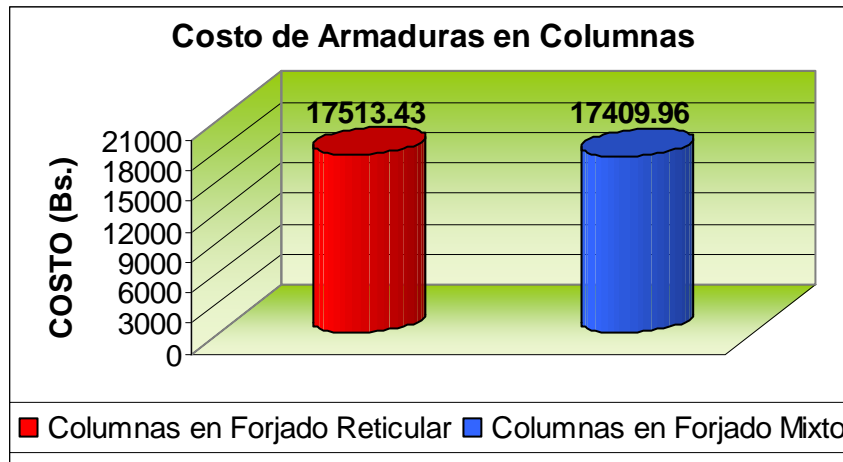
1) Análisis Costo de Armaduras en vigas.-



	Vigas en Forjado Reticular	Vigas en Forjado Mixto
Costo (Bs.)	28820.84	25958.28
% De armadura en vigas	111%	100%

Como se podrá apreciar, a pesar de que las vigas tienen la misma sección para ambas alternativas, en lugares donde la respuesta de diseño es mayor a la armadura mínima se puede economizar en dicha sección gracias a que las sollicitaciones (Torsión y Negativos mas propiamente dicho) son menores debido a que la losa mixta tiene menor peso propio y menor rigidez a la llegada a las vigas, es por esto que en la alternativa con losa mixta la armadura en las vigas tienen un costo inferior en un 11% que en la alternativa con losa reticular.

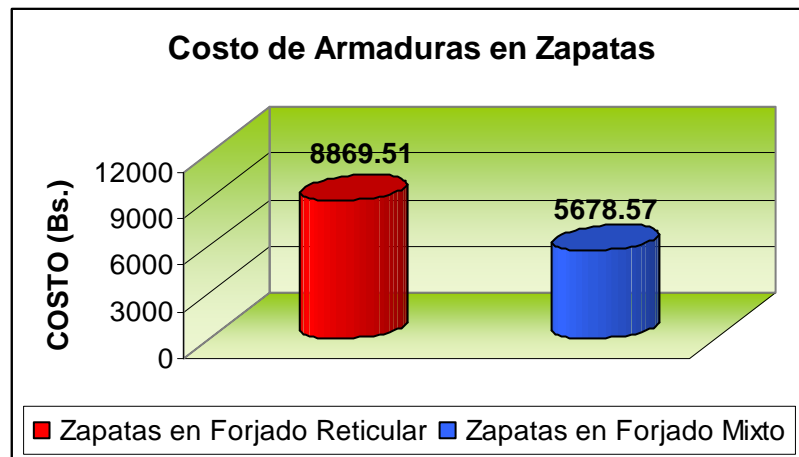
2) Análisis Costo de Armadura en Columnas.-



	Columnas en Forjado Reticular	Columnas en Forjado Mixto
Costo (Bs.)	17513.43	17409.96
% De armaduras en columnas	101%	100%

Como se podrá observar las columnas de la alternativa con losa mixta presenta un costo de armadura inferior en un 1% que las columnas de la alternativa con losa reticular, valor que seguro irá en aumento mientras más sean las plantas del edificio, en este caso en particular la estructura es de cuatro plantas y se pudo reducir de sección a algunas columnas en planta baja y primer piso, dejando un remanente en resistencia similar al que quedó en las columnas de la estructura con losa reticular, manteniendo las cuantías recomendadas por el reglamento ACI.

3) Análisis Costo de Armadura en Zapatas.-



	Zapatas en Forjado Reticular	Zapatas en Forjado Mixto
Costo (Bs.)	8869.51	5678.57
% De armaduras en zapatas	156%	100%

Como se puede apreciar las zapatas de la estructura con alternativa de losa mixta requieren menos armadura, presentando un costo inferior de un 56% que las armaduras de las zapatas con alternativa de losa reticular. En la alternativa con losa mixta se pudo reducir secciones y armadura de las zapatas, pero manteniendo las cuantías mínimas recomendadas por la norma ACI, ésto gracias a la ventaja de reducción de peso propio de la losa mixta.

5.4.2.-Volumen de Hormigón.-

En los siguientes cuadros se puede observar las cantidades de volúmenes de hormigón requeridos en cada uno de los tipos de forjados en estudio:

Estructuras con Hormigón - dosificación 210 kg/cm² unidad : m³

Descripción	Unidad	Rendimiento	Precio Unitario	Precio Total
Materiales:				
Cemento Pórtland	kg	325	1.04	338.00
Arena	m ³	0.5	95	47.50
Grava	m ³	0.7	145	101.50
Costo total (Bs)				487.00

a) Cantidad de Hormigón en Todos los Elementos Estructurales en Losa Reticular.-

Cantidad de volumen de Hormigón forjado reticular

Volumen de hormigón en forjado reticular

Nivel	Volumen de H° (m ³)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	19.28	487	9391.48
5.94	19.28	487	9391.48
8.82	19.28	487	9391.48
11.7	19.28	487	9391.48
Totales =			37565.91

Volumen de hormigón en vigas

Nivel	Volumen de H° (m ³)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	11.36	487.00	5533.29
5.94	11.36	487.00	5533.29
8.82	11.36	487.00	5533.29
11.7	11.36	487.00	5533.29
Totales =			22133.18

Volumen de hormigón en columnas

Nivel	Volumen de H° (m3)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
0.00	1.51	487.00	733.54
3.06	4.23	487.00	2060.23
5.94	3.44	487.00	1673.58
8.82	3.28	487.00	1595.90
11.7	3.28	487.00	1595.90
Totales =			7659.15

Volumen de hormigón en zapatas

Nivel	Volumen de H° (m3)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
-1.50	29.58	487.00	14405.70
Totales =			14405.70

Planilla resumen

Volúmenes y Costos totales en forjado reticular

Descripción	Vol. Hormigón (m3)	Costo Total (Bs.)
Forjado reticular	77.14	37565.91
Vigas	45.45	22133.18
Columnas	15.73	7659.15
Zapatas	29.58	14405.70
Total	167.89	81763.94

b) Cantidad de Hormigón en Todos los Elementos Estructurales en Losa Mixta.-

Cantidad de volumen de Hormigón forjado mixto

Volumen de hormigón en forjado mixto

Nivel	Volumen de H° (m3)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	9.66	487.00	4706.20
5.94	9.66	487.00	4706.20
8.82	9.66	487.00	4706.20
11.7	9.66	487.00	4706.20
Totales =			18824.79

Volumen de hormigón en vigas

Nivel	Volumen de H° (m3)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
3.06	11.36	487.00	5533.29
5.94	11.36	487.00	5533.29
8.82	11.36	487.00	5533.29
11.7	11.36	487.00	5533.29
Totales =			22133.18

Volumen de hormigón en columnas

Nivel	Volumen de H° (m3)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
0.00	1.47	487.00	715.77
3.06	3.97	487.00	1933.56
5.94	3.41	487.00	1659.45
8.82	3.28	487.00	1595.90
11.7	3.28	487.00	1595.90
Totales =			7500.58

Volumen de hormigón en zapatas

Nivel	Volumen de H° (m3)	Costo unitario (Bs)	Costo total (Bs)
-1.50	20.80	487.00	10128.99
Totales =			10128.99

Planilla resumen

Volúmenes y Costos totales en forjado mixto

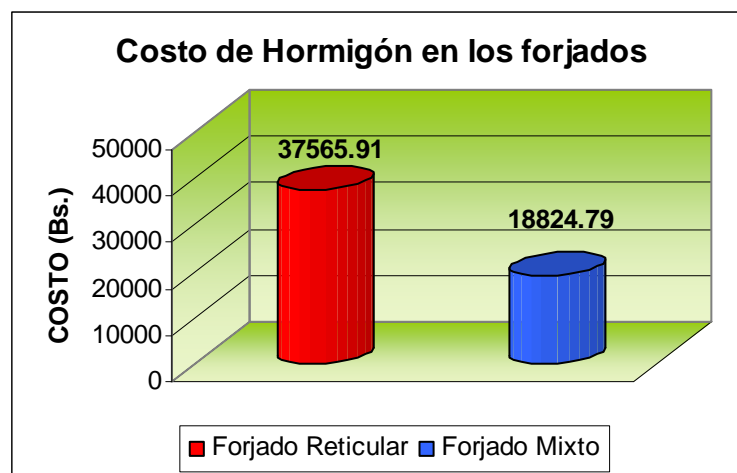
Descripción	Vol. Hormigón (m3)	Costo Total (Bs.)
Forjado mixto	38.65	18824.79
Vigas	45.45	22133.18
Columnas	15.40	7500.58
Zapatas	20.80	10128.99
Total	120.30	58587.54

5.4.2.1. Cuadros Comparativos.-

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en las planillas y para un mayor entendimiento y visualización se esquematiza en los siguientes cuadros:

Cuadros Resumen de Volúmenes y Costos de Hormigón

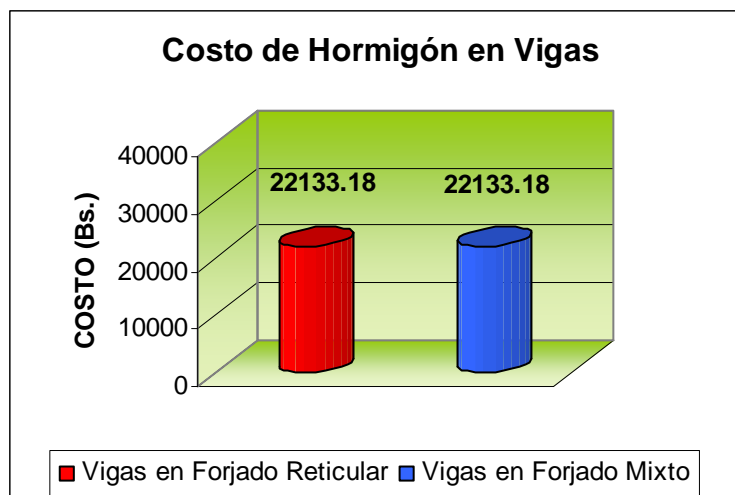
1) Análisis de Costo de Hormigón de las dos Alternativas.-



	Forjado Reticular	Forjado Mixto
Costo (Bs.)	37565.91	18824.79
Volumen (m3)	77.14	38.65
% De H° en los forjados	199.6%	100%

Como se puede apreciar en el cuadro, el Hormigón en la losa mixta tiene un costo menor en un 99% que la losa reticular, esto se debe principalmente a que en la losa mixta se ha eliminado el Hormigón fisurado mermando de esta manera el volumen de Hormigón necesario y por ende el costo al ejecutar la losa mixta.

2) Análisis de Costo de Hormigón en Vigas.-



	Vigas en Forjado Reticular	Vigas en Forjado Mixto
Costo (Bs.)	22133.18	22133.18
Volumen (m3)	45.45	45.45
% De H° en Vigas	100%	100%

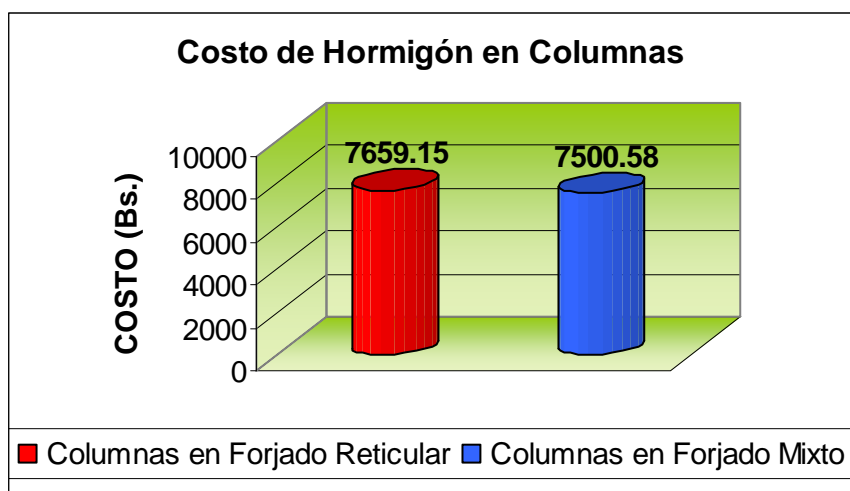
Como se puede apreciar en el cuadro, no existe variación en costo ni en volumen de Hormigón en vigas de las alternativas, esto se debe principalmente a que no hubo variación en las secciones, esto fue con la necesidad de mantener en pie la recomendación de la Norma ACI para vigas para el control de deflexiones y de mantener cierta rigidez de la estructura en conjunto, y por tener en cuenta lo que recomienda Florentino Regalado Tesoro en su libro “ **LOS FORJADOS RETICULARES** ”:

“La observación del comportamiento de los forjados reticulares en su perímetro, nos indica que es la zona más delicada y a la que mayor atención se debe dedicar en su cálculo y construcción”.

“ Hay que tener en cuenta que las zonas más delicadas de los forjados son los bordes y en ellos juegan un papel fundamental los zunchos perimetrales que reciben torsiones de cierta entidad”

Es por esta razón que se mantuvo las mismas secciones de vigas de la alternativa con losa reticular en la alternativa con losa mixta.

3) Análisis de Costo de Hormigón en Columnas.-

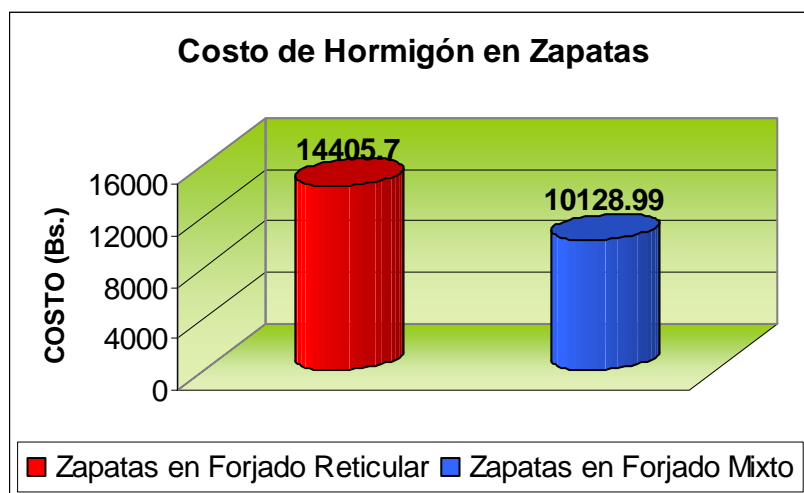


	Columnas en Forjado Reticular	Columnas en Forjado Mixto
Costo (Bs.)	7659.15	7500.58
Volumen (m3)	14.22	13.93
% De H° en Columnas	102%	100%

Como se puede apreciar en el cuadro, el costo y volumen de columnas de la alternativa con losa mixta es menor en un 2% que las columnas de la alternativa con losa reticular, esto se debe a la reducción de sección de columnas que se logra al tener menor peso la estructura con la losa mixta, en la alternativa con losa reticular la mayoría de las columnas satisfacen las respuestas de diseño con secciones mínimas, por eso es que sólo se pudo reducir algunas secciones de columnas en el diseño con alternativa de losa mixta. Por lo que se podría asegurar que la ventaja en merma de

peso propio con la aplicación de losa mixta, podría apreciarse en mayor rango cuando sean mucho mayores las solicitaciones, esto es en edificios de gran envergadura.

4) Análisis de Costo de Hormigón en Zapatas.-



	Zapatas en Forjado Reticular	Zapatas en Forjado Mixto
Costo (Bs.)	14405.7	10128.99
Volumen (m3)	29.58	20.80
% De H° en Zapatas	142%	100%

Como se puede observar en el cuadro, se marca una diferencia significativa en costo y volumen de zapatas, lográndose optimizar con la alternativa de losa mixta un 42% en comparación de la alternativa con losa reticular. Al considerar el diseño de las dos alternativas con la misma condición de capacidad portante del suelo, la única variable es el menor peso en conjunto que otorga a las zapatas la losa mixta, ventaja que se manifiesta en menores secciones, menor volumen de Hormigón, menor armadura y por ende menor costo, manteniendo un rango similar remanente de respuesta de diseño que el de la alternativa convencional.

5.4.3. Análisis de Costo Total Global de ambas Alternativas.-

a) Planilla de Costos Totales de la Alternativa con Losa Reticular.-

Planilla Resumen Total en conjunto
Costos Total de Estructura con Alternativa de Forjado Reticular

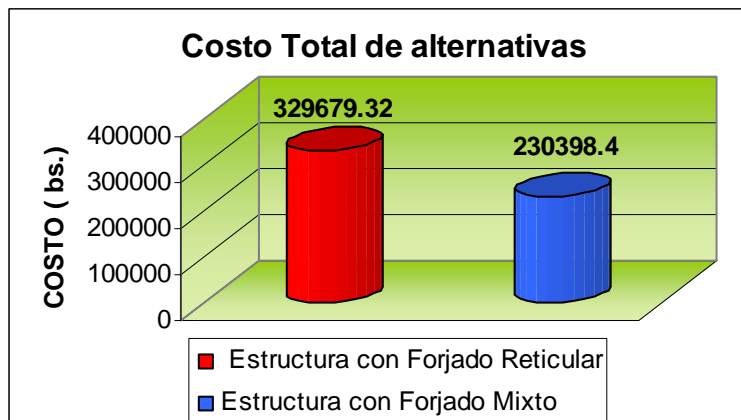
Descripción de Elemento estructural	Costo Total (Bs.)
Forjado reticular mano de obra, herramienta y equipo	230277.52
Vigas de Hormigón Armado	50954.02
Columnas de Hormigón Armado	25172.57
Zapatas de Hormigón Armado	23275.21
Total	329679.32

b) Planilla de Costos Totales de la Alternativa con Losa Mixta.-

Planilla Resumen Total en conjunto
Costos Total de Estructura con Alternativa de Forjado Mixto

Descripción de Elemento estructural	Costo Total (Bs.)
Forjado Mixto mano de obra, herramienta y equipo	141588.83
Vigas de Hormigón Armado	48091.46
Columnas de Hormigón Armado	24910.54
Zapatas de Hormigón Armado	15807.56
Total	230398.40

c) Cuadro de Análisis Comparativo de ambas Alternativas.-



	Estructura con Forjado Reticular	Estructura con Forjado Mixto
Costo total (Bs.)	329679.32	230398.4
% De variación	143%	100%

Finalmente, analizando los costos totales en global de la estructura tipo y sus alternativas de forjados, se puede evidenciar que la estructura con forjado reticular tiene un costo más elevado en un 43 % en comparación de la estructura con forjado mixto. Significando esto que con el empleo de la losa mixta en una estructura se logra una economía global del 43%, confirmando las características de la losa mixta, tanto en aspecto técnico como en aspecto económico mencionados por Miguel Bozzo en su libro “*Losas reticulares mixtas*”

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1.-Conclusiones.-

Una vez concluido el estudio del presente trabajo de investigación, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- Respecto a las combinaciones de carga en los forjados, la Norma ACI - 318.83 nos indica que si la sobrecarga es inferior al 75% de la carga permanente, no es necesario hacer hipótesis de carga y descarga, se asume que todos los vanos van a estar cargados simultáneamente y los momentos máximos se pueden calcular asumiendo que la carga viva actúa sobre todos los vanos.
- La alternativa de la losa reticular mixta como entrepiso, sí presenta ventajas técnicas y económicas que pueden ser aprovechadas.
- Los forjados reticulares o en dos direcciones soportan mayores luces y sobrecargas, haciendo que las distribuciones de pilares resulten más libres.
- Los forjados reticulares presentan la desventaja con relación a los forjados mixtos, en que necesitan de encofrado toda la planta durante su construcción.
- Tomando en cuenta los resultados del análisis técnico, el proceso constructivo manifiesta más cualidades positivas y ventajosas al aplicar la losa mixta a una estructura, ya que sus características al ser prefabricada y tener un comportamiento autoportante implica una simplificación en la construcción eliminando apuntalamientos provisionales, en este caso eliminando encofrados, logrando un ahorro en lo que se refiere al tiempo de ejecución y al personal necesario.
- Debido a que las losas mixtas son prefabricadas fuera o en el lugar de ejecución de la obra, además de sus características propias de resistencia y mecánicas, es mucho mas improbable que se produzcan deformaciones en su

fabricación, por lo que los acabados son de mejor calidad pudiéndose quedar las celosías espaciales y la malla inferior a ojo vista o bien ser cubiertas dando lugar al cielo raso o falso techo.

- En el proceso constructivo de la losa mixta, al ser parcialmente prefabricado o prefabricado, hay mucho más control en el doblado de armaduras y en la ejecución y paralelamente el material excedente del doblado y armado de otros elementos pueden usarse para la sujeción en el montaje de la losa mixta al realizar los empalmes y uniones con soldadura, por lo que el desperdicio de material será menor.
- Tomando en cuenta los resultados del análisis técnico, las deflexiones elásticas y las deflexiones adicionales causadas por el flujo plástico, resultaron que son mayores en la losa mixta en un 75% en comparación con la losa reticular, esto se debe a que la losa mixta es menos rígida, pero se garantiza que sus valores satisfacen los límites máximos permisibles, cumpliendo requisitos de resistencia y función específica. Esto nos lleva a recordar que las deflexiones son un punto importante ya que de no ser controladas pueden producir agrietamientos en los muros y en las particiones que se sostienen, descuadres en las puertas y ventanas, problemas en los drenajes de cubierta, rebrote de pisos o deformaciones desagradables.
- Tomando en cuenta los resultados del análisis técnico, la incidencia de peso propio hace que nuevamente la balanza se incline a favor de la losa mixta, ya que en la estructura son 88.31 Ton. de carga que ya no se transmiten al resto de los elementos estructurales, vigas, columnas, zapatas y al suelo. Significando esto, que cada metro cuadrado de losa mixta pesa 114.23 Kg. menos que la losa reticular, ya que en la losa mixta no se emplea hormigón fisurado que no trabaja.

Una propiedad a resaltar de la losa mixta es que al aumentar el canto, como consecuencia de luces a cubrir, el peso de la estructura por unidad de área no aumenta significativamente, significando esto que con la losa mixta se logra

mermar el peso propio en este caso en particular, un 91 % y esto repercute a que se puedan mermar secciones tanto de vigas, columnas y zapatas, logrando economía en el conjunto de la estructura.

- Tomando en cuenta los resultados del análisis técnico, los valores de las cuantías en unidades de peso por volumen (kg/m^3), demuestran que existe una gran variación de porcentaje de armadura en la losa mixta en un 123% mayor con relación a la losa reticular, esto se debe a que en la losa mixta se ha eliminado el volumen de hormigón fisurado, por lo que este valor más que todo manifiesta la optimización de la sección. El valor anterior puede dar lugar a una apreciación errónea ya que si consideramos la cuantía en unidad de peso por área (kg/m^2), se estaría hablando de una cuantía de 7.21 kg/m^2 para la losa reticular y 7.84 kg/m^2 para la losa mixta, siendo mayor la cuantía de la losa mixta en un 8% solamente en comparación con la de la losa reticular.
- Tomando en cuenta los resultados del análisis técnico, la relación inercia y peso propio, está a favor de la losa mixta, ya que se pudo confirmar las características de la losa mixta, la cual además, presenta un aumento de la inercia de la sección sin un sensible incremento del peso propio de la misma, a diferencia de la losa reticular. La tabla 6.1., presenta el aumento del momento de inercia de la sección de losa mixta ($\% \Delta I$) con el peralte (H) y su respectivo incremento de peso propio ($\% \Delta PP$) en comparación inicial de un canto de 25 cm. Es decir, entre la estructura mixta de 25 cm. de peralte y una de, por ejemplo, 60 cm. el aumento del momento de inercia es del orden del 93 % y, en cambio, el respectivo incremento de peso propio no llega al 6 %.
- Tomando en cuenta los resultados del análisis económico, se observó que con la losa mixta se produce una economía en el costo de los materiales en un 93 %, ello se debe principalmente a que la losa mixta no necesita de relleno de senos o plastoformo, clavos, alambre, ni de madera para encofrados ni

- En vigas para la losa mixta se posee un costo menor en un 5.6 % comparado con las vigas para la losa reticular.
 - En columnas para la losa mixta se posee un costo menor en un 1.04 % comparado con las columnas para la losa reticular.
 - En zapatas para la losa mixta se posee un costo menor en un 32.08 % comparado con las zapatas para la losa reticular.
- En consecuencia, luego de ser resuelta la estructura con las alternativas de losa reticular y losa mixta, se llega a la conclusión de que aplicar la losa mixta como entrepiso a una estructura, es dotar a la misma, de economía que va de la mano de la resistencia, menor tiempo de ejecución, menores cargas, pudiéndose optimizar dimensiones de vigas, de columnas, de zapatas y la capacidad portante del suelo al contar con una estructura mas liviana, con la cual se posee un costo global menor en un 30.11%, con respecto a la solución tradicional. De esta manera que para éste estudio de comparación de alternativas, se considera confirmada la Hipótesis planteada en Antecedentes.
- Los planos arquitectónicos y de detalle de armadura de los elementos estructurales, se realizaron para la solución más económica.

6.2.-Recomendaciones.-

Después de haber concluido el análisis y haber confirmado las virtudes de la losa mixta, se puede dar las siguientes recomendaciones.

- Cuando los espacios y ambientes sean definitivos en una estructura, es ventajoso apoyar las losas bidireccionales sobre vigas, por las siguientes razones:
 - Si las vigas son infinitamente rígidas, la losa flexionará en ambas direcciones transmitiendo de una manera uniforme las cargas en función de su luz a los cuatro apoyos o vigas y su deformación será la descrita por “*Marcus*”, siendo muy provechoso cuando se analiza la patología de estas losas pues las deformaciones reales son ligeramente menores a las calculadas.
 - Si las vigas son lo bastante rígidas, no es necesario analizar ni realizar un cálculo de armaduras a cortantes por punzonamientos en las losas, ya que las cargas concentradas son absorbidas por la sección de las vigas que llegan a la columna, o sea que no es necesario disponer de armados complicados ni macizar la losa al rededor de la columna.
 - Un forjado con vigas es mas eficaz para transmitir por flexión, momentos y cortantes a las columnas.
- A pesar que en la mayoría de las losas mixtas en estudio se puede satisfacer las solicitaciones de diseño con un diámetro menor al dispuesto, por seguridad, no es aconsejable usar un diámetro menor a $\varnothing = 6\text{mm}$, al respecto se puede manifestar lo siguiente:
 - A simple vista se podría decir que los cordones y celosías están sobredimensionados, pero éste sobredimensionamiento pasa a ser todavía una solución muy económica de la mano de la seguridad, porque al disponer de un área mayor a la necesaria se previene las posibles mermas de áreas de acero por efecto de la corrosión, de esta

manera se dotaría a la estructura en conjunto una losa mas rígida, menos deformable, económica y con un rango adicional de seguridad.

- Al disponer de una área de acero mayor al necesario, en este caso $\phi = 6\text{mm}$ se proporciona mayor área para la unión por medio de soldadura, también se tiene mas control en la esbeltez de los elementos y en el doblado de diagonales, ya que ahí es una zona crítica donde podría haber mermas de sección debido a microfisuras.
- El control de la ejecución del emparrillado debe ser minucioso, sobre todo en las uniones y/o empalmes realizados mediante soldadura, esto en el momento de su fabricación, antes y después del montaje.
- El empleo de la tridilosa como elemento estructural resistente en el edificio en estudio, sin duda ha permitido reducir el área de zapatas tradicionales y a su vez la sección de las columnas y vigas, pues la losa mixta permite reducir significativamente la carga de las losas tradicionales de H°A°; por lo tanto la tridilosa es un elemento estructural óptimo para emplearlo en estructuras donde se tenga valores bajos de capacidad portante de suelos.
- En la vida de una estructura pueden darse varias situaciones inesperadas, como por ejemplo: adicionar un nivel mas, posibles asentamientos, que se la emplase en lugares con actividad sísmica, tener una variación significativa de capacidad portante de suelo en la misma área de emplazamiento, poco tiempo disponible para su ejecución, que los costos de materiales aumente demasiado, de manera que condicionen a buscar soluciones apuradas. La losa mixta sería una de las primeras soluciones que se podría plantear al ser una estructura resistente, liviana, económica y de ejecución rápida.
- En virtud al conocimiento de las cualidades de la tridilosa, en cuanto se refiere al aumento de inercia y poco o casi nada de aumento de peso

propio al aumentar el canto, se recomienda adoptar esta solución estructural para cubrir medianas y grandes luces, donde seguramente reflejarán los beneficios tanto en aspecto técnico como económico en la estructura donde se la aplique, confirmando las características de la tridilosa expuestas por Miguel Bozzo Chirichigno en su libro “ LOSAS RETICULARES MIXTAS”

