

**APORTE AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL
SISTEMA RETICULAR CELULADO**

JAVIER SERRANO ARENAS

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

**APORTE AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL
SISTEMA RETICULAR CELULADO**

JAVIER SERRANO ARENAS

**Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al título de
Especialista en Estructuras**

**Director
Gustavo Chio Cho**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2015

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	13
1. PROBLEMA	15
2. OBJETIVOS	16
2.1 OBJETIVO GENERAL	16
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
3. ALCANCE	17
4. HIPÓTESIS	18
5. MARCO TEÓRICO	19
5.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA RETICULAR CELULADO	19
5.1.1 La falla que queremos	19
5.1.1.1 Las estructuras se diseñan para que fallen	19
5.1.1.2 La falla debe ser concebida	21
5.1.1.3 La lucha entre los elementos estructurales	21
5.1.2 Vista del sistema reticular celulado	22
5.1.1.2 El desarrollo del sistema en Colombia	22
5.1.2.2 El sistema reticular celulado en la UIS	26
5.1.2.3 Lo que se aprendió del sismo de México en 1985	33
5.1.2.4 Lo que se aprendió del sismo de Chile	37
5.1.2.5 Planteamiento del problema	37
6. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA RETICULAR CELULADO	38
6.1 COMPORTAMIENTO DE LA PLACA	40
6.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA	44
6.2.1 Desplazamiento horizontal del edificio (sismo x)	44
6.2.2 Reacción de la columna (Sismo X)	46
6.2.3 Peso comparativo de la estructura	47
6.3 TRATAMIENTO DE LA NORMA	48

6.4 ANOTACIONES SOBRE EL MODELADO DEL SISTEMA	52
6.5 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y CHEQUEO PROPUESTA	58
6.5.1 Introducción al método propuesto	60
6.5.2 La carga de cortante	61
6.5.3 Evaluación numérica del método	65
7. ASPECTOS PARA TENER EN CUENTA EN EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES	78
7.1 MEDIDAS A TOMAR SOBRE LA ESTRUCTURA	78
7.1.1 Manejo de la deriva	78
7.1.2 Capitel anti punzonamiento	78
7.1.2.1 Modelamiento puntal-tensor del capitel tetraédrico	80
7.1.2.2 Modelamiento del sistema puntal tensor	82
7.1.2.3 Detalle constructivo del reforzamiento	85
7.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES EXISTENTES TIPO RETICULAR CELULADO	97
7.3 INSPECCIÓN FÍSICA DEL SISTEMA EXISTENTE	99
7.4 CONTROLES Y RECOMENDACIONES PARA LA OBRA	100
7.4.1 Controles geométricos	100
7.4.2 Excavaciones y construcción de cimentaciones	100
7.4.3 Desmantelamientos y demoliciones previas	101
7.4.4 Apuntalado	101
7.4.5 Descacilado	101
7.4.6 Detallado del refuerzo	101
7.4.7 Formaleteado	102
7.4.8 Pruebas antes de fundir columnas y capiteles	102
7.4.9 Fundida	102
7.4.10 Fraguado	102
CONCLUSIONES	103
BIBLIOGRAFÍA	104

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Causas más comunes de falla de edificios	33
Tabla 2. Estadísticas de daños en edificios de concreto reforzado	34
Tabla 3. Comparación entre las placas evaluadas	43
Tabla 4. Sistema estructural combinado	49
Tabla 5. Sistema estructural de pórtico resistente a momentos	50
Tabla 6. Fórmulas del sistema	65
Tabla 7. Momentos plásticos en capitel	69
Tabla 8. Momentos del capitel	73
Tabla 9. Momentos en capitel	76

LISTA DE GRÁFICOS

	pág.
Gráfico 1. Edificio con placa reticular celulado (163 mm)	44
Gráfico 2. Edificio con placa armada en dos direcciones (187 mm)	45
Gráfico 3. Edificio con placa en una dirección (179 mm)	45
Gráfico 4. Diagrama de interacción	68
Gráfico 5. Momento curvatura	68
Gráfico 6. Interacción	72
Gráfico 7. Momento de curvatura	72
Gráfico 8. Interacción	75
Gráfico 9. Momento curvatura	76

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Losa de sistema reticular celulado	23
Figura 2. Losas reticulares	23
Figura 3. Edificio Nader, primer edificio reticular celulado en Bogotá	25
Figura 4. Aligerante típico que se utilizaba en las construcciones reticulares	26
Figura 5. Edificio Luis A. Calvo	27
Figura 6. Edificio de Administración	27
Figura 7. Edificio Biblioteca	27
Figura 8. Edificio Laboratorio de livianos	28
Figura 9. Edificio Camilo Torres	28
Figura 10. Edificio Capruis - Favuis	29
Figura 11. Edificio Federico Mamitza Bayer	29
Figura 12. Edificio Laboratorio de Postgrado	30
Figura 13. Edificio Fisicomecánicas	30
Figura 14. Edificio Daniel Casas	31
Figura 15. Edificio Jorge Bautista Vesga	31
Figura 16. Edificio Eléctrica	32
Figura 17. Edificio Industrial	32
Figura 18. Edificio Petróleos	33
Figura 19. Estructuras colapsadas sismo de México, 1985	35
Figura 20. Falla por punzonamiento de los capiteles	36
Figura 21. Planta típica (edificio eléctrica)	38
Figura 22. Planta típica para ejemplo	38
Figura 23. Estructura sin deformar (eléctrica)	39
Figura 24. Estructura sin deformar (ejemplo)	39
Figura 25. Estructura deformada ante carga muerta	40
Figura 26. Diagrama de momentos cargas verticales (viga central entre capiteles señalada con azul)	41

Figura 27. Muestra placa dos direcciones sin capitel (misma carga, misma escala)	41
Figura 28. Muestra placa típica armada 2D, la viga central se amplió de 18 a 35 cm de ancho.	41
Figura 29. Detalle viga en edificio reticular celulado	42
Figura 30. Detalle viga en edificio placa armada en dos direcciones	42
Figura 31. Detalle viga en edificio placa armada en una dirección	42
Figura 32. Con capitel	46
Figura 33. Sin capitel	46
Figura 34. En una dirección	47
Figura 35. Modelados	53
Figura 36. Sistema con vigas nervadas	54
Figura 37. Sistema con vigas nervadas	54
Figura 38. Sistema con vigas nervadas	55
Figura 39. Momento M22 sismo X	55
Figura 40. Cortante por sismo X	56
Figura 41. Momento M11 por sismo Y	56
Figura 42. Cortante por sismo y	57
Figura 43. Deformación típica	57
Figura 44. Estructura deformada	62
Figura 45. Plastificación	63
Figura 46. Momento máximo	63
Figura 47. Momento máximo	64
Figura 48. Momento máximo	64
Figura 49. Sección	67
Figura 50. Refuerzo	71
Figura 51. Sección	75
Figura 52. Capitel anti punzonamiento	79
Figura 53. Vista de un parqueadero en Australia, sistema reticular con capiteles tetraédricos	80

Figura 54. Modelo puntal tensor	82
Figura 55. Vista Superior	87
Figura 56. Vista Inferior	88
Figura 57. Vista Superior	88
Figura 58. Vista Inferior	89
Figura 59. Vista Superior	90
Figura 60. Vista Inferior	91
Figura 61. Vista Superior	92
Figura 62. Vista Inferior	92
Figura 63. Vista Superior	93
Figura 64. Vista Inferior	94
Figura 65. Refuerzo vertical	95
Figura 66. Vista Superior	96
Figura 67. Vista Inferior	96

RESUMEN

Título: APOORTE AL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA RETICULAR CELULADO*

Autor: JAVIER SERRANO ARENAS**

Palabras Clave: Construcción, comportamiento estructural, sistema reticular celularado, fallas estructurales, reforzamiento, evento sísmico, seguridad.

Descripción

El sistema reticular celularado fue ampliamente utilizado en todo el mundo y en especial en Colombia hasta los años 80, específicamente en edificaciones de vivienda, oficinas e instalaciones educativas, por su capacidad de manejo de luces grandes y por los desarrollos en el análisis y diseño propuestos por el ingeniero Doménico Parra, principalmente ante cargas verticales. El pésimo comportamiento de estas placas en los eventos sísmicos, como el ocurrido en México en 1985, significó prácticamente la desaparición del sistema, siendo actualmente muy cuestionado y restringido en la normatividad de la construcción.

Desde esta perspectiva este proyecto se orienta a analizar las fortalezas, ventajas y debilidades del sistema reticular celularado y una alternativa de reforzamiento para las edificaciones con este tipo de estructura.

El problema que reportó el sistema reticular celularado fue el colapso de las placas por un efecto local en la placa, la parte aladaña no registró el punzamiento de la misma, generando una falla frágil que indujo el colapso por la ausencia de soporte.

A partir de esta situación el proyecto presenta una alternativa de reforzamiento estructural que garantiza la seguridad, estabilidad y la resistencia a los efectos destructivos de un sismo. Como conclusiones del estudio se encuentra que el sistema reticular celularado es conveniente y ajustado a la normatividad actual, es más conveniente que las placas armadas en una o dos direcciones, su comportamiento es mejor, la unión de la losa-columna, es conveniente chequearla por el método del diseño por capacidad; el sistema capital antipunzamiento es fácilmente aplicable y permite reforzar el sistema reticular celularado a bajo costo y de manera segura.

* Proyecto de Grado.

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil, Director Gustavo Chio Cho.

ABSTRACT

Title: CONTRIBUTION TO THE STUDY OF THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF THE CELL GRID SYSTEM*

Author: JAVIER SERRANO ARENAS**

Keywords: Building, structural behavior, cell grid system, structural failures, reinforcement, seismic event, security.

Description

The reticular system cell was widely used throughout the world and especially in Colombia until the 80s, specifically in housing buildings, offices and educational facilities, for its ability to handle large loads and developments in the analysis and design proposed by engineer Domenico Parra, mainly to vertical loads. The worse performance of these plates in seismic events such as occurred in Mexico in 1985, meant the virtual disappearance of the system, currently being highly questioned and restricted at construction regulations.

From this perspective, this project aims to analyze the strengths, weaknesses and advantages of the cell grid system and an alternative reinforcement for buildings with this type of structure.

The problem from the cell grid system was the collapse of the plates by a local effect on the plate, the surroundings did not record the punching of it, creating a brittle failure that led to the collapse by the lack of support.

From this situation, the project presents an alternative structural reinforcement that guarantees security, stability and resistance to the destructive effects of an earthquake. As conclusions of the study is that the cell grid system is convenient and adjusted to the current regulations, is more convenient than the armed plates in one or two directions, its behavior is better, the union of the slab-column should be checked by the design by capacity method; The anti-trap system is easily applicable and can reinforce the cell grid system cheaply and safely.

* Bachelor thesis

** Physic-chemist Engineering Faculty. Civil Engineering School, Director Gustavo Chio Cho.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de poder construir edificaciones con grandes luces y espesores de placa bajos llevó a la industria de la construcción hasta los años 80 al uso masivo del sistema reticular celular el cual había mostrado un excelente comportamiento ante cargas verticales en edificaciones de grandes luces.

1. PROBLEMA

Con la experiencia obtenida en los sismos recientes, se observó que las estructuras reticulares celulares fueron particularmente dañadas y colapsadas, con lo cual el sistema se anuló en las prácticas actuales de construcción, sin embargo es imperativo proceder a ejecutar reforzamientos estructurales de éstos sistemas, siendo procedente recuperar un sistema muy exitoso en los requerimientos arquitectónicos.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar una propuesta de reforzamiento de edificios de placas reticulares celuladas.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar la información sobre el comportamiento sísmico del reticular celulado en el sismo de México 1985.
- Revisar el comportamiento del sistema reticular celulado mediante un modelo de una edificación y verificar sus ventajas y problemas.
- Realizar una propuesta de reforzamiento que dé cuenta de los problemas presentados por éste método.

3. ALCANCE

Se propondrán conclusiones sobre el comportamiento de los edificios construidos con el sistema reticular celular y una alternativa de reforzamiento en el sistema analizando los pros y contras para ser utilizado en los edificios existentes construidos con este sistema.

4. HIPÓTESIS

La falla de los sistemas reticulares celulados en el sismo de México en 1985, fue en su mayoría un colapso de las placas producido por un efecto local en la placa, la parte aledaña a la columna no resistió el punzonamiento de la misma generando una falla frágil, lo cual hacía que la placa reticular colapsara por ausencia de soporte, se propondrá una alternativa de reforzamiento y de construcción de placas para evitar ésta falla particular.

5. MARCO TEÓRICO

5.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA RETICULAR CELULADO

5.1.1 La falla que queremos. Existe el concepto generalizado de que los ingenieros estructurales diseñan las estructuras para que no fallen, a tal punto que los vendedores de apartamentos indican a sus compradores que las estructuras son “anti sísmicas”, como si estuvieran diseñadas para evitar cualquier daño sísmico, la verdad podría verse de manera diferente, es decir que los ingenieros diseñan las estructuras para que fallen, pero de la manera más segura posible.

5.1.1.1 Las estructuras se diseñan para que fallen. La norma NSR-10 en su aparte A.1.2.2.2 deja ver que la reglamentación también está diseñada para que las estructuras tengan un grado de falla que depende de la magnitud del sismo que puedan soportar.

A.1.2.2.2 — Una edificación diseñada siguiendo los requisitos de este Reglamento, debe ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño a los elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales pero sin colapso.

Adicional a que la falla de los elementos dependa de la magnitud del sismo, los diseñadores estructurales deben propender por que la falla de las estructuras no produzcan víctimas, las estructuras deben disipar energía de muchas maneras y pueden incluso quedar inutilizadas, pero los daños a la estructura deben proteger al ocupante.

En las estructuras modernas incluso se colocan elementos que hacen las veces de fusibles, de manera que en caso de una carga muy alta son los determinados a dañarse y a disipar la mayor cantidad de energía posible con el objeto de que proteja

los demás elementos y luego simplemente se cambia, es el mismo principio de los autos modernos que están diseñados para perder completamente su forma en caso de un choque porque la energía es mejor que la disipe el chasis y no el humano.

Es hora entonces de definir el término “falla” en una estructura.

“Una falla no necesariamente significa el colapso total, pero también puede aplicarse a una limitación, como cuando una construcción no puede desempeñarse de acuerdo con la intención original”.¹

“Para ser más provechosa, la discusión de fallas debe incluir problemas de desempeño que son menos catastróficos. Muchas deficiencias en el desempeño no atentan contra la vida pero conducen a pérdidas económicas significativas para la sociedad”.²

“Una falla de un elemento estructural ocurre cuando cesa de desempeñar su función en forma satisfactoria”.³

“La falla [de materiales en ingeniería] puede definirse como la incapacidad de un componente de funcionar adecuadamente, y esta definición no implica fractura”.⁴

Una falla estructural se considera inclusive las deformaciones apreciables en las estructuras y los agrietamientos que producen en los ocupantes una sensación de inseguridad, tal que tienden a reparar los elementos o desocupar la edificación lo que hace que los elementos sean inútiles pues la función de una estructura también es la de proporcionar sensación de seguridad a los ocupantes de una edificación.

¹ OSORIO, Rodrigo Iván y SIERRA, Gloria María. Construcciones en zonas geológicamente inestables: colapso de una vivienda en la Vía Medellín - Santa Elena [en línea]. En: Revista Universidad EAFIT, Vol. 44. No. 149. 2008. pp. 88-108 [citado el 10 feb 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://publicaciones.eafit.edu.co/index.php/revista-universidad-eafit/article/viewFile/162/161>>

² BAEZA BALAM, Julio César; VARGAS, Gabriel; y PÉREZ NAVARRETE, David. La peligrosidad de las mamparas elevadas (anuncios espectaculares) ante viento huracanado [en línea]. En: Ingeniería, vol. 8, núm. 3, septiembre-diciembre, 2004, pp. 47-57, Universidad Autónoma de Yucatán, Mérida, México. [citado el 10 feb 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.redalyc.org/pdf/467/46780305.pdf>>

³ BROOKS, C.; and CHOUDHURY, A. Metallurgical Failure Analysis. Mc Graw Hill, 1993.

⁴ *Ibíd.*

Además es deseable que las fallas de la estructura se presenten también en los elementos NO ESTRUCTURALES los cuales pueden ayudar a disipar una gran cantidad de energía sin que se ponga en riesgo a los elementos estructurales y consecuentemente al usuario de la edificación.

5.1.1.2 La falla debe ser concebida. Bajo esa premisa la ingeniería moderna define dos tipos de falla, las que son predominantemente dúctiles y las que son predominantemente frágiles, las fallas dúctiles se pueden describir como cuando el material se estira y antes de romperse logra grandes deformaciones, la falla frágil se define como una falla explosiva en la cual el elemento se rompe ante bajas deformaciones.

Los elementos estructurales correctamente detallados tienden a producir fallas dúctiles a esfuerzos de momento y fallas frágiles a esfuerzos de adherencia de bloques, cortante y punzonamiento (que es una forma de cortante), en términos generales se podría decir que las fallas frágiles tienden a producir colapso de la estructura y las fallas dúctiles tienden a producir grandes deformaciones y daños de los elementos sin que colapsen. Por eso es entendible que los diseñadores estructurales diseñen la estructura para que falle pero de manera dúctil y evite que falle de manera frágil.

Es también necesario mencionar que las estructuras se pueden diseñar en un grado de seguridad tal que puedan no fallar ante sismos de magnitud fuertes como se hace con estructuras especiales como las centrales nucleares, sin embargo diseñar las edificaciones con ésta característica las hace no viables económicamente y poco útiles arquitectónicamente.

5.1.1.3 La lucha entre los elementos estructurales. Los elementos estructurales tienen formas de trabajar muy especiales, cuando un elemento tiende a trabajar a

compresión pura normalmente se trata de una columna, cuando tiende a trabajar a momento se trata de una viga o una placa, los elementos individuales tienden a concentrar los esfuerzos en sus uniones o nodos, es allí donde normalmente un esfuerzo se trasmite entre elementos, además de las normales concentraciones de esfuerzos en los nudos normalmente se presenta un cambio en su tipo, por ejemplo en un nudo una retícula de vigas que trae esfuerzos a manera de cortante termina pasándoselos a una columna a manera de fuerza axial, y es allí donde en un caso sísmico se presentan las luchas entre elementos estructurales.

Es importante asegurar entonces de que las luchas de los elementos estructurales sean ganadas por aquellos cuya falla no produzca colapso, normalmente son los que propongan una falla dúctil y no una falla frágil, de igual manera es necesario evaluar la lucha entre elementos estructurales y los no estructurales, se debe fortalecer unos y debilitar otros de manera que nunca un elemento no estructural dañe a uno estructural durante un evento sísmico o una sobrecarga.

5.1.2 Vista del sistema reticular celular

5.1.1.2 El desarrollo del sistema en Colombia. El sistema reticular celular se describe como una losa superior de unos 4-7 cm que se fundía como tapa de una retícula de viguetas bidireccionales que llegan a las columnas mediante un capitel como se observa en la placa armada que se muestra más abajo.

Figura 1. Losa de sistema reticular celular



Fuente: <http://adolfofabian.blogspot.com/2011/08/losas-nervadas-o-reticulares.html>

Figura 2. Losas reticulares



Fuente: <http://civilgeeks.com/2014/08/08/losas-reticulares-anecdotario-de-un-ingeniero-civil-16/>

Estructuralmente es un sistema tipo losa-columna en el cual se considera que la losa funciona como un todo, en términos prácticos es semejable a una losa maciza, aligerarla permite disminuir el concreto (precio y peso) y se coloca un capitel lo que hace que la transferencia de cargas a la columna sea muy similar a un sistema losa-columna.

Este sistema de placa tiene grandes ventajas sobre los demás sistemas solo comparables con un sistema postensado, su uso permite grandes luces entre columnas con menores deformaciones verticales que un sistema normal, muy deseable arquitectónicamente y muy usado en edificaciones de todo tipo muy particularmente en edificaciones educativas pues permite la construcción de salones de clase a buen precio con placas de bajo espesor lo cual se adapta perfectamente a las necesidades.

A continuación se hace un recuento de las ventajas del sistema:

- Los esfuerzos de flexión y corte son relativamente bajos y repartidos en grandes áreas.
- Permite colocar muros divisorios libremente.
- Se puede apoyar directamente sobre las columnas sin necesidad de traveses de carga entre columna y columna.
- Resiste fuertes cargas concentradas, ya que se distribuyen a áreas muy grandes a través de las nervaduras cercanas de ambas direcciones.
- Las losas reticulares son más livianas y más rígidas que las losas macizas.
- El volumen de los colados en la obra es reducido.
- Mayor duración de la madera de cimbra, ya que sólo se adhiere a las nervaduras, y puede utilizarse más veces
- Este sistema reticular celular da a las estructuras un aspecto agradable de ligereza y esbeltez.⁵

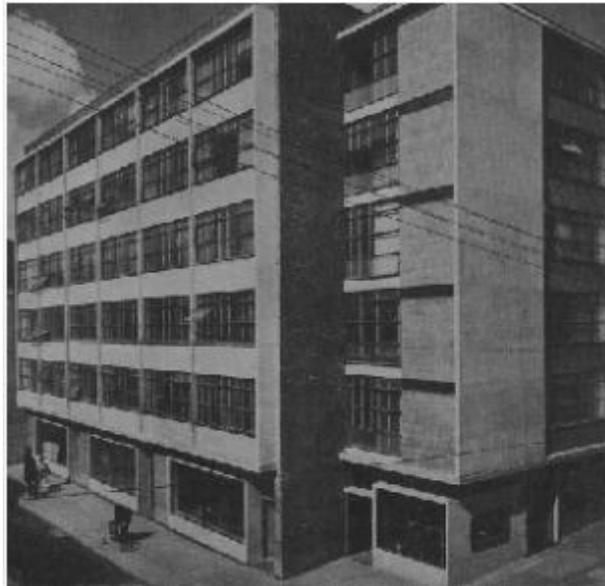
El sistema reticular celular fue ampliamente utilizado en casi todo el mundo excepto en Chile pero masivamente en México y en Colombia, se utilizó masivamente hasta los años 80 en edificaciones de vivienda, oficinas y particularmente en edificaciones educativas, por su capacidad de manejo de luces

⁵ ADOLFO FABIÁN. Losas reticulares [en línea]. S.f. [citado 8 abr 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://adolfofabian.blogspot.com/2011/08/losas-nervadas-o-reticulares.html>>

grandes y los desarrollos en el análisis y diseño ejecutados por el ingeniero Doménico Parma principalmente ante cargas verticales.

El ingeniero mejicano Francisco Garza Mercado en su anecdotario describe el método de Doménico Parma “Las nervaduras se analizaban en ese tiempo según el texto del ingeniero colombiano Doménico Parma Marré. Se basaba en la solución de ecuaciones simultáneas de un sistema reticulado de un alto grado de indeterminación, que se resolvía en la práctica mediante gráficas, En función de la relación de claros, la cantidad de nervaduras y el tipo de recuadro (esquinero, lateral, central), de estas gráficas se extraían coeficientes de momentos y cortantes, con las que se diseñaban secciones y refuerzos. Había que reconocer que el método era muy laborioso y especializado, más parecido a un problema de contabilidad que de ingeniería. Sin embargo, ni los textos sobre estructuras de concreto ni las especificaciones de concreto reforzado de la época daban soluciones específicas”.

Figura 3. Edificio Nader, primer edificio reticular celulado en Bogotá



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/44367/13/1015995500.2014.anexo.pdf>

En Colombia también se produjeron desarrollos constructivos que facilitaban la construcciones en éste sistema con la producción de aligerantes de concreto prefabricados muy delgados y de bajo peso que permitían fácil armado y muy buen aspecto de las placas que no tuvieran cielo raso, los capiteles simplemente se formaban no colocando los aligerantes en las zonas alledañas a las columnas.

Figura 4. Aligerante típico que se utilizaba en las construcciones reticulares



Fuente: GARCÍA, L. Efectos sísmicos en pórticos losa-columna [en línea]. S.f. [citado 20 abr 2015]. Disponible en Internet: <URL:<http://www.concrete.org/chapters/getchapterdocument.aspx?DocID=41300>>

5.1.2.2 El sistema reticular celulado en la UIS. Una manera de contextualizar el tema es la observación del impacto del sistema constructivo en el campus de la universidad industrial de Santander en el cual se encuentran los siguientes edificios:

Figura 5. Edificio Luis A. Calvo

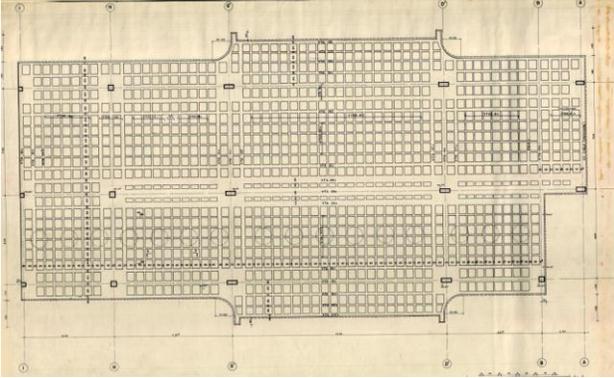


Figura 6. Edificio de Administración

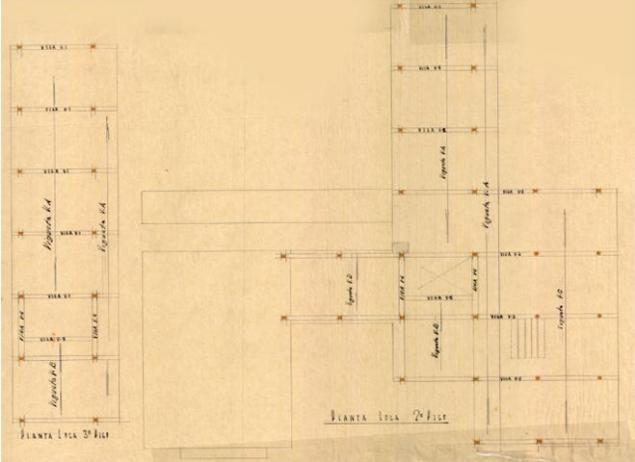


Figura 7. Edificio Biblioteca

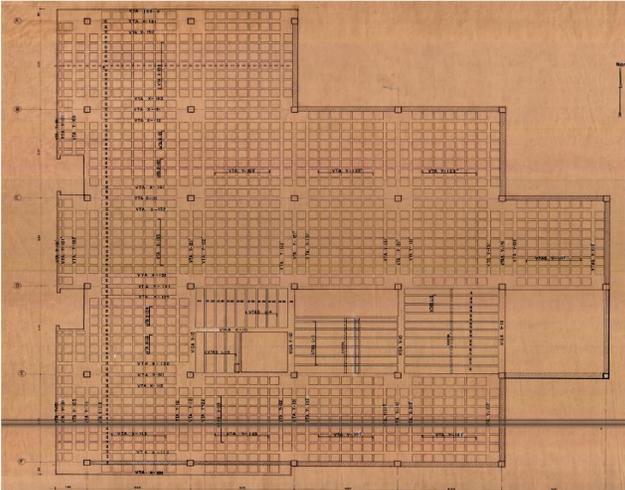


Figura 8. Edificio Laboratorio de livianos

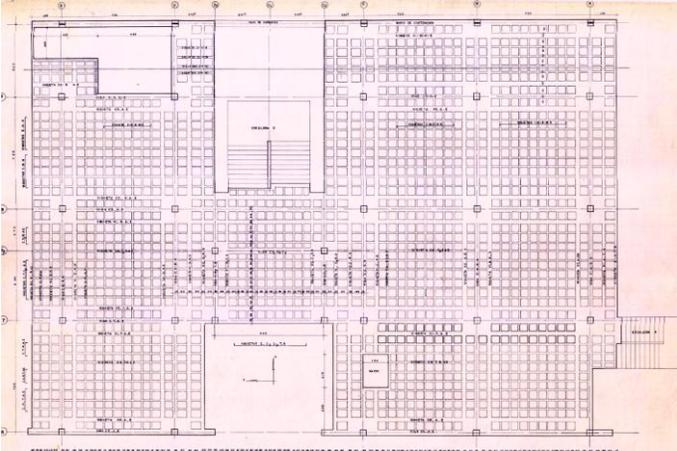


Figura 9. Edificio Camilo Torres

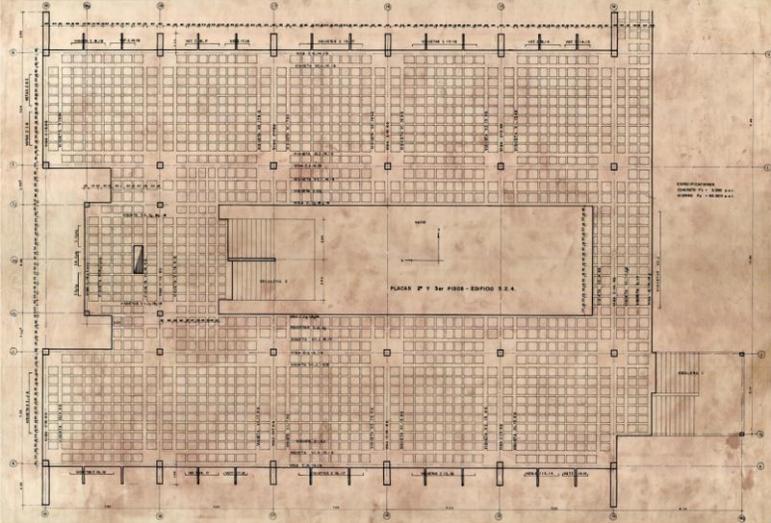


Figura 10. Edificio Capruis - Favuis

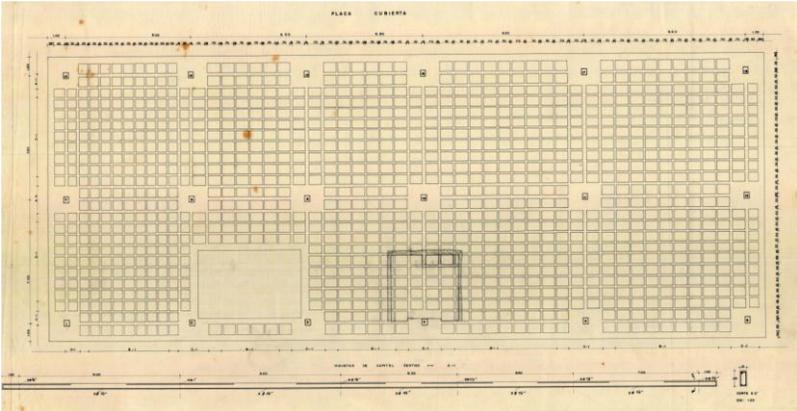


Figura 11. Edificio Federico Mamitza Bayer

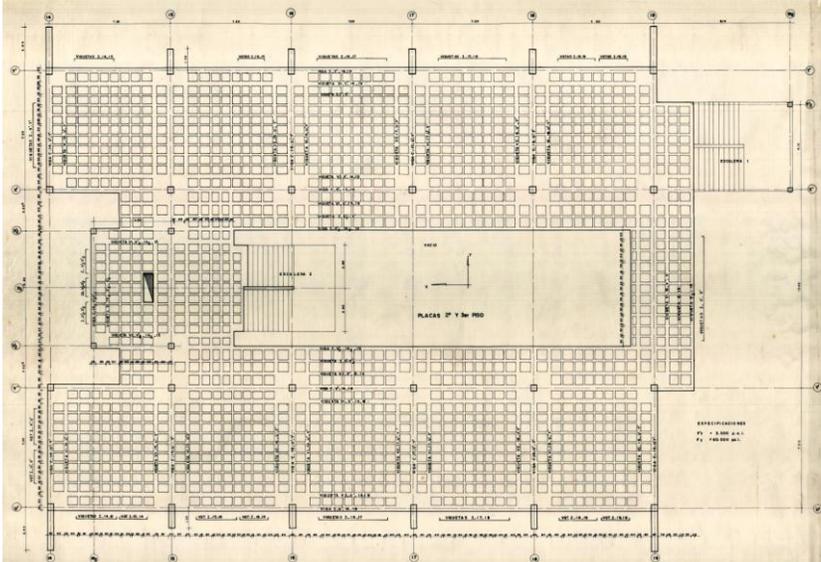


Figura 12. Edificio Laboratorio de Postgrado

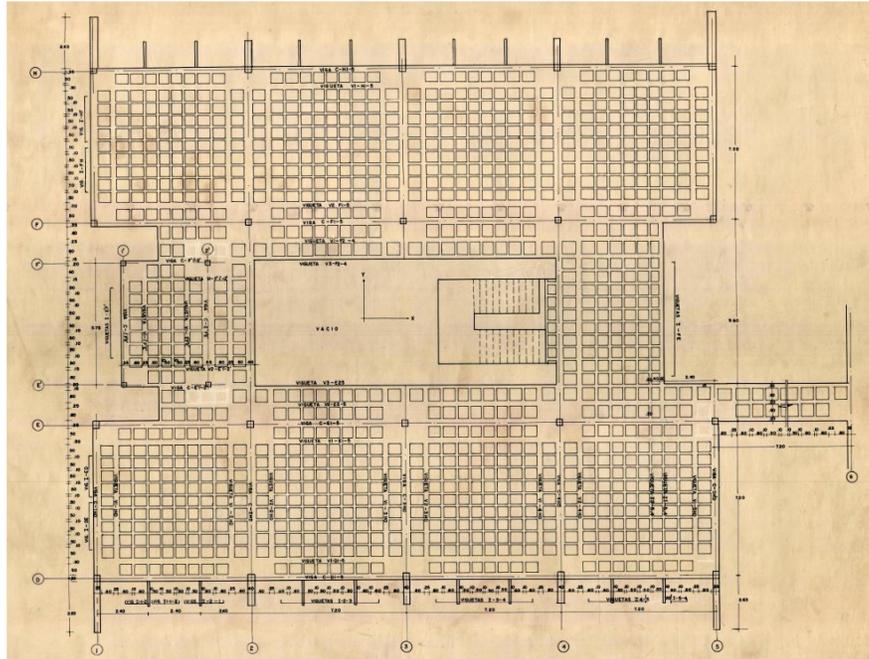


Figura 13. Edificio Fisicomecánicas

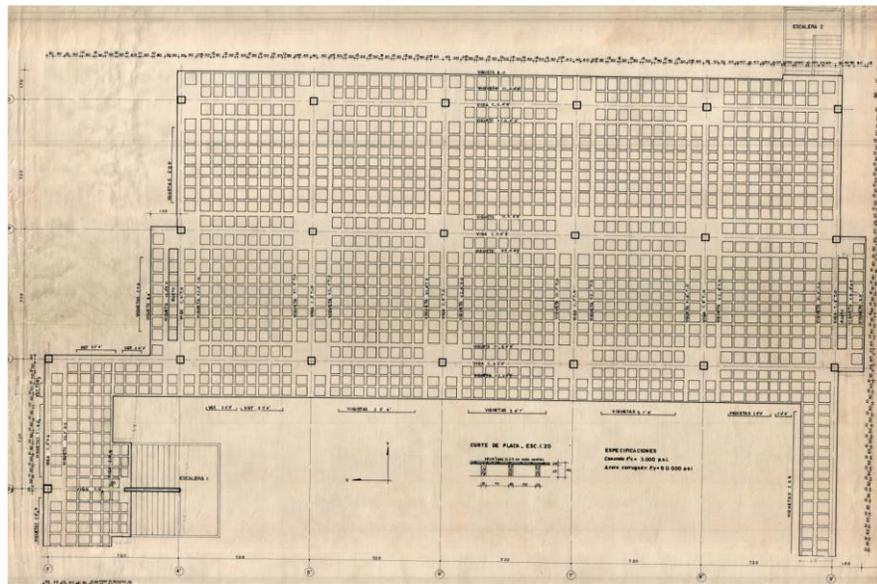


Figura 14. Edificio Daniel Casas

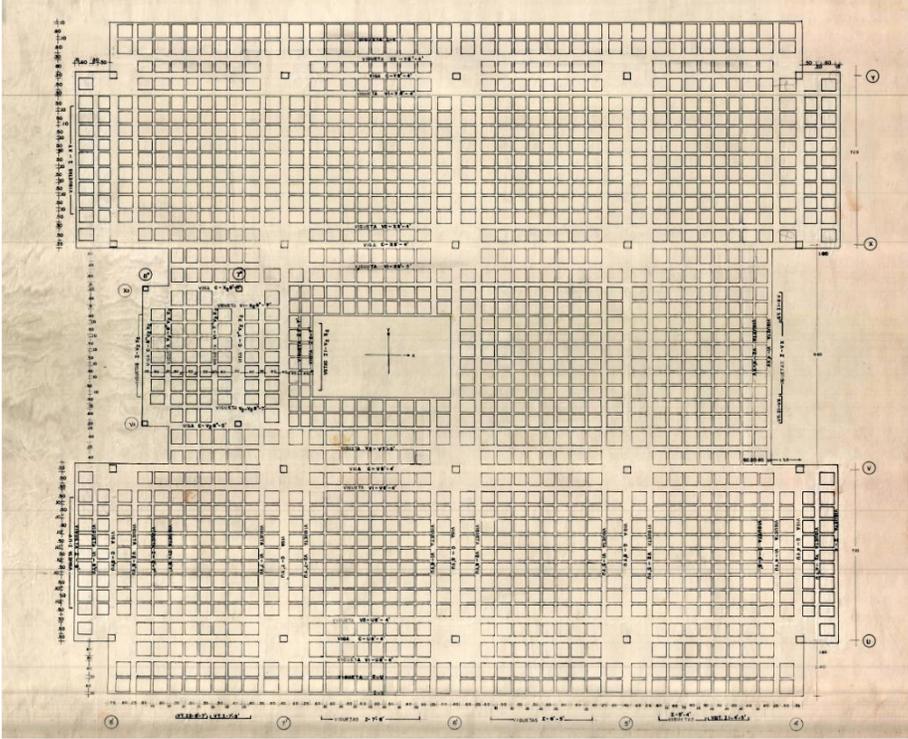


Figura 15. Edificio Jorge Bautista Vesga

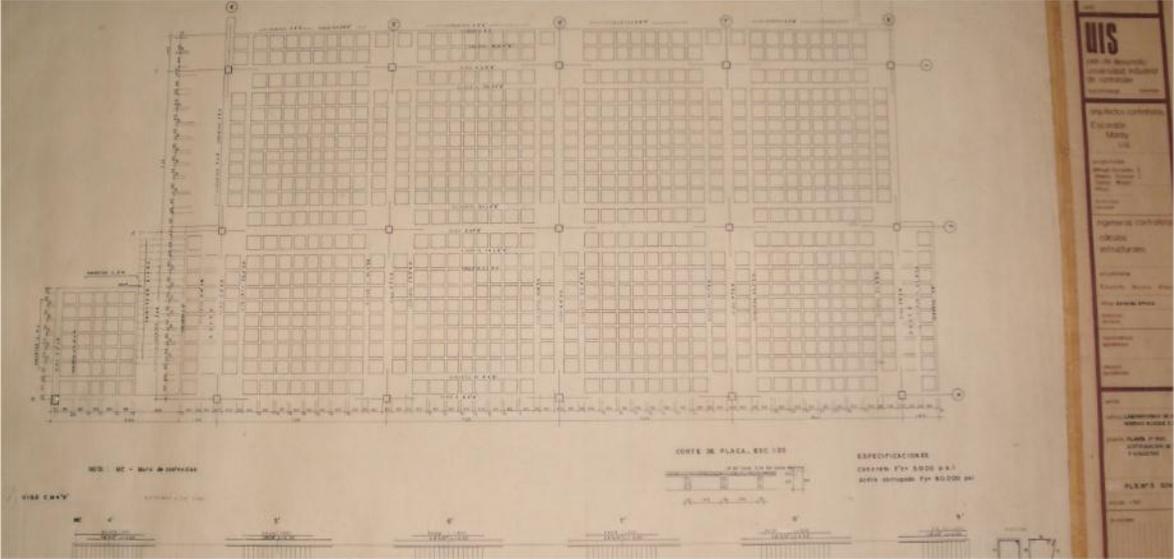


Figura 16. Edificio Eléctrica

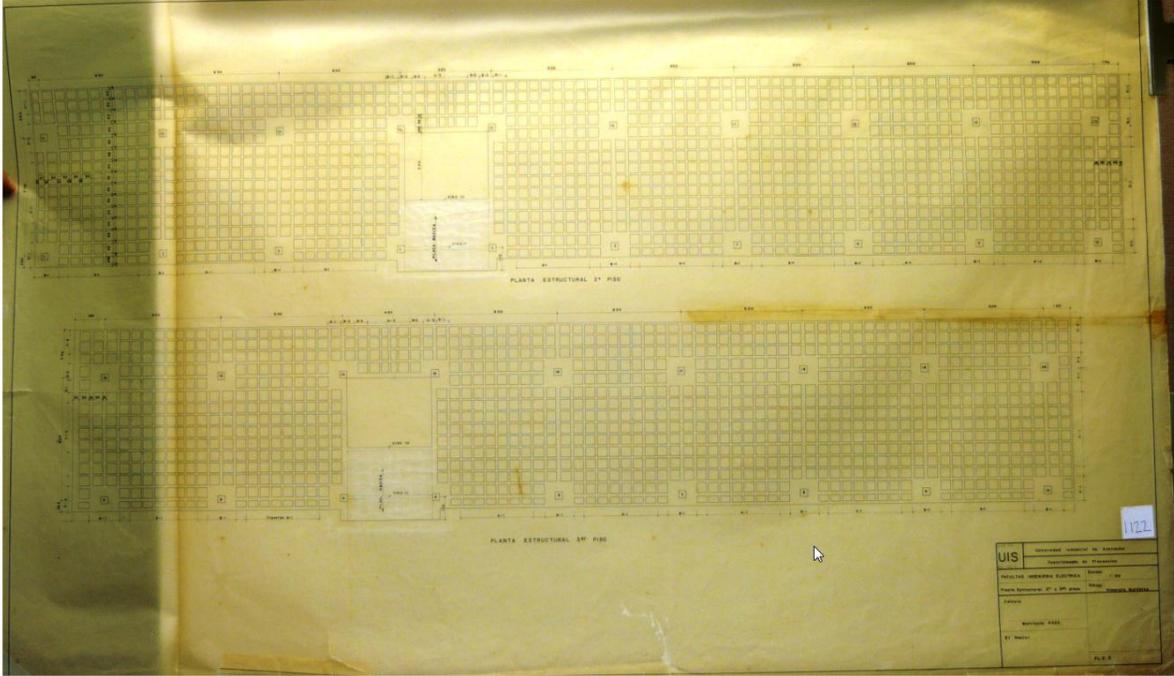


Figura 17. Edificio Industrial

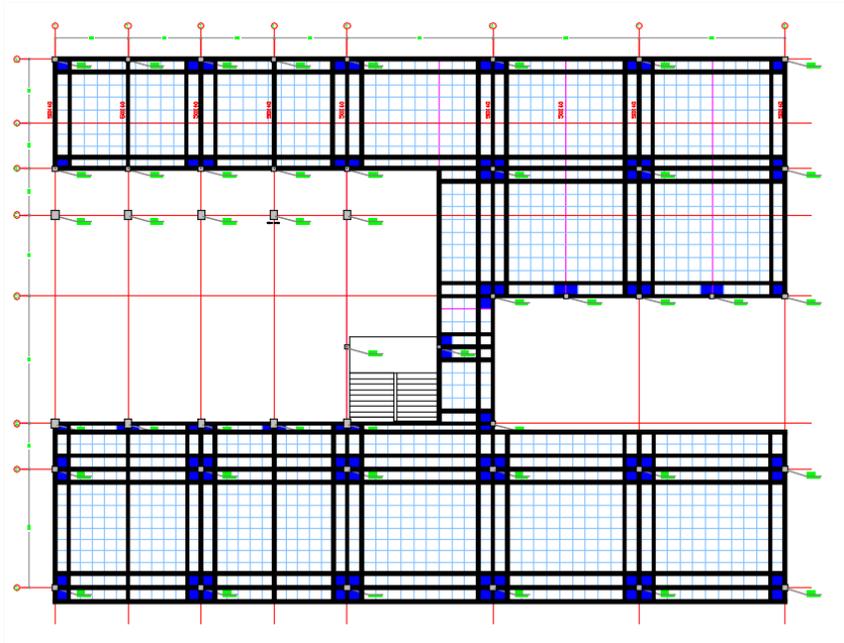
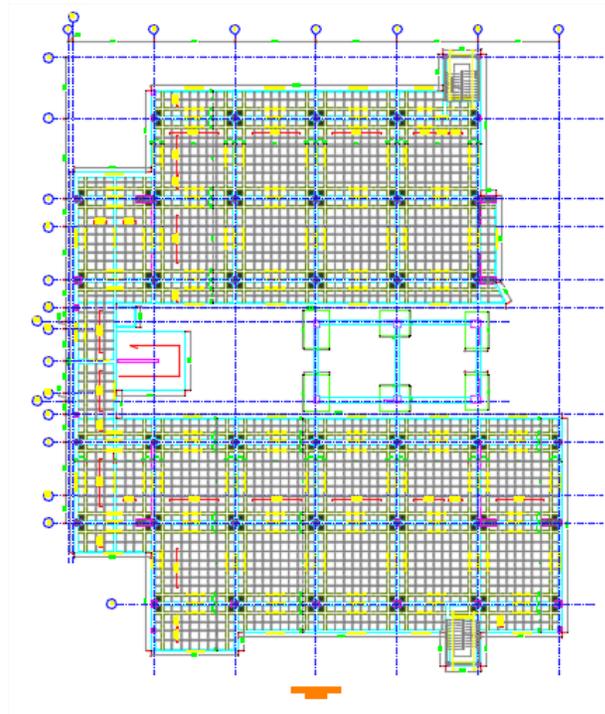


Figura 18. Edificio Petróleos



5.1.2.3 Lo que se aprendió del sismo de México en 1985

Tabla 1. Causas más comunes de falla de edificios

Características observadas	% de casos
Pronunciada asimetría en rigidez	15
Edificios en esquina	42
Primer piso débil	8
Columnas cortas	3
Masa excesiva	9
Asentamientos diferenciales previos	2
Pobre desempeño de la cimentación	13
Golpeteo	15
Daño sísmico previo	5
Punzonamiento en losas nervadas	4
Falla en el piso superior	38
Falla en los pisos intermedios	40

Tabla 2. Estadísticas de daños en edificios de concreto reforzado

Tipo	Daño	Año de construcción			Número de niveles			Total
		<1957	57-76	>1976	< 5	6-10	≥11	
Marcos	Colapso	27	51	4	27	46	9	82
	Severo	16	23	6	10	28	7	45
Losas nervadas, placas planas	Colapso	8	62	21	36	49	6	91
	Severo	4	22	18	5	26	13	44
Total		55	158	49	78	149	35	262

La falla más común en éste sismo fue el colapso producido por losas nervadas en edificaciones entre 6-10 niveles de los cuales 49 colapsaron y en total 91 edificaciones de éste sistema colapsaron, entonces más del 50% de los edificios colapsados pertenecen al sistema reticular celulado.⁶

⁶ SOTO, E. Tesis de maestría en civil – estructuras. México: Universidad Autónoma de México, s.f.

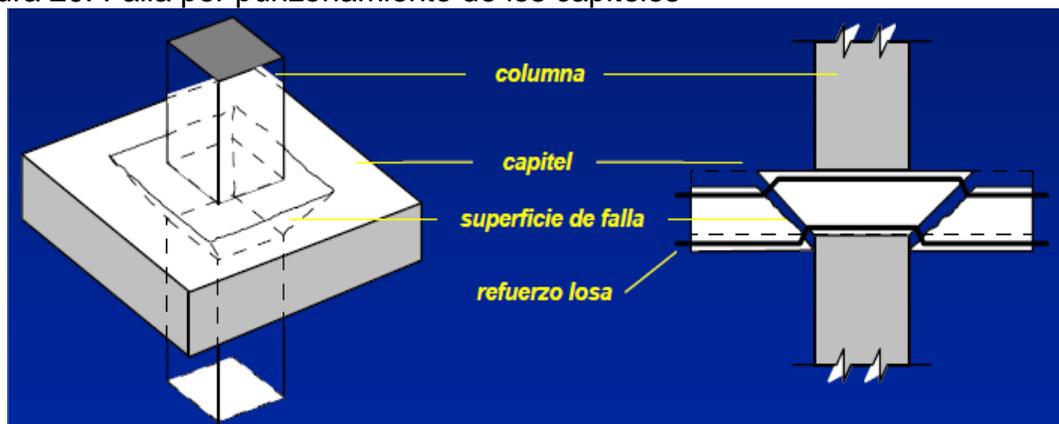
Figura 19. Estructuras colapsadas sismo de México, 1985



El mecanismo de falla. El mecanismo de falla del sistema reticular es simple, ante grandes deformaciones la interacción o lucha entre la columna y el capitel, produce que la columna penetre el capitel en una falla típica por punzonamiento, la placa queda sin sustento y colapsa cayendo una sobre otra.

Se observa que la falla que produce el sistema reticular celular es exactamente el tipo de falla que se debe evitar en un evento sísmico, es una falla que produce colapso de placa sobre placa produciendo gran cantidad de víctimas.

Figura 20. Falla por punzonamiento de los capiteles



Fuente: GARCÍA, Luis. Efectos sísmicos en pórticos losa-columna [en línea]. S.f. [citado 9 abr 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.concrete.org/chapters/getchapterdocument.aspx?DocID=41300>>

Obsérvese ésta conceptualización sencilla sobre el tema que muestra el orden de magnitud del mismo, un concreto normal tiene una resistencia a la compresión del orden de 210 kg/cm^2 y una resistencia al cortante del orden de 7.7 Kg/cm^2 , en ése orden de ideas una columna típica de 30×30 podrá resistir una carga axial del orden de 189 Ton, y una placa de 30 cm de espesor, a una distancia de 15 cm de la columna tendría un lado de 60 cm (perímetro de 240 cm), con un área de 7200 cm^2 , podrá soportar un punzonamiento del orden de 55 Ton.

En un evento sísmico la interacción de los dos elementos produce claramente un perdedor que es la placa por el punzonamiento que le puede inducir la columna.

5.1.2.4 Lo que se aprendió del sismo de Chile. Es importante anotar que una gran fuente de experiencia sísmica también fue el sismo ocurrido en Chile el día 27 de febrero de 2010, uno de los más fuertes que han ocurrido en los últimos años con una magnitud de 8.8 y una profundidad de 30.1 Km, según el servicio sismológico de la Universidad de Chile, sin embargo se observó que el sistema reticular celulado tal como se conoce no era común en ese país, en el texto “enseñanzas estructurales del sismo de Chile” se indica”. En Chile no se usan losas aligeradas y todos acostumbran a usar losas macizas armadas en dos direcciones, en casos de oficinas con luces grandes usan losas postensadas y losas con ensanches tipo ábacos o capiteles”, la mayoría de problemas reportados en el sismo de Chile tienen que ver con el detallado de elementos verticales (columnas y muros).⁷

5.1.2.5 Planteamiento del problema. Colombia un país con extensas zonas clasificadas de riesgo sísmico alto y medio, el cual está lleno de edificaciones cuyo sistema constructivo tiende a colapsar por eventos sísmicos.

Las opciones que se tienen si se deciden intervenir son básicamente dos, ó se demuelen o se refuerzan tema que se tratará seguidamente.

⁷ ASOCCEM. Enseñanzas Estructurales del Sismo de Chile [en línea]. S.f. [citado 9 abr 2015]. Disponible en Internet: <URL: http://www.asoccem.org.pe/web/_actual_nac/Sismo_en_chile.pdf>

6. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA RETICULAR CELULADO

Para tener una idea de las conveniencias o inconveniencias del sistema, se realizará una valoración del mismo mediante la modelación de una edificación, verificando su comportamiento estructural comparativamente con otras similares las cuales corresponden a una placa armada en dos direcciones sin capitel y una armada en una dirección.

Para el ejemplo se tomará una planta típica del edificio original de la facultad de ingeniería eléctrica como base (para tomar las luces, tipos de viga, separaciones etc.), debido a que éste tiene solamente dos ejes de columnas paralelas al eje X, se adicionará un eje adicional, así se tendrá un edificio para valorar.

Figura 21. Planta típica (edificio eléctrica)

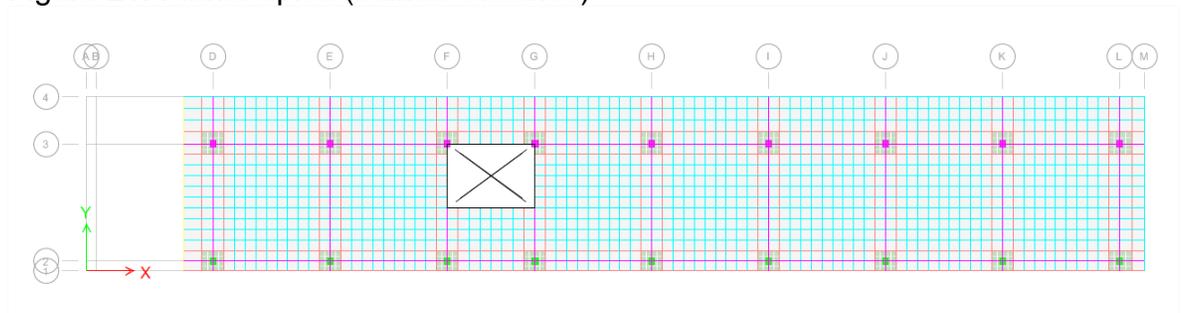
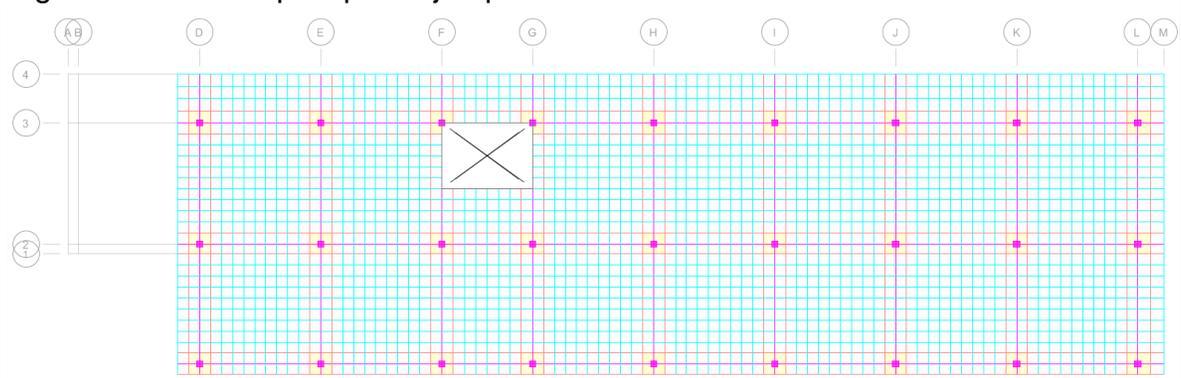


Figura 22. Planta típica para ejemplo



Se tomó una planta típica inspirada en la del edificio de eléctrica pero con un eje adicional con el fin de observar el comportamiento de capiteles en zonas centrales, se llevó a cabo respetando geometrías locales y luces para mantener la coherencia.

Figura 23. Estructura sin deformar (eléctrica)

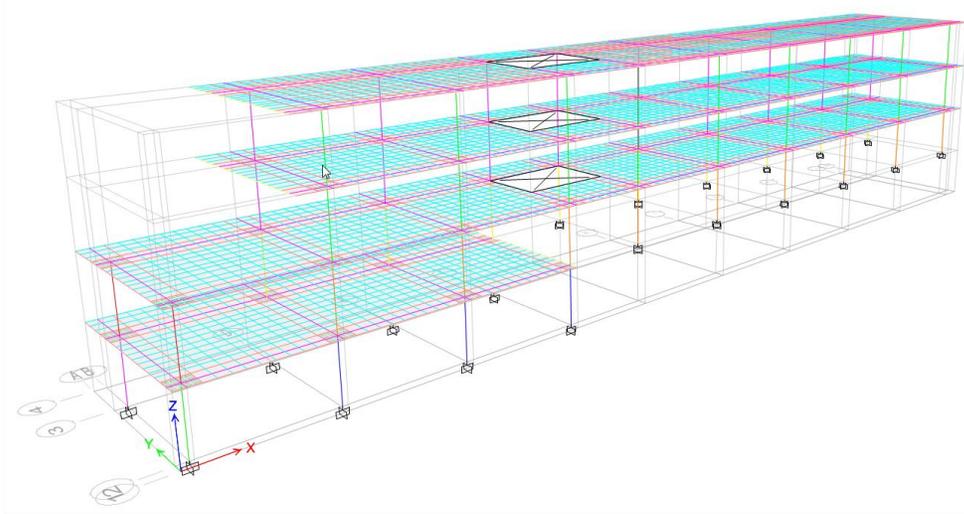
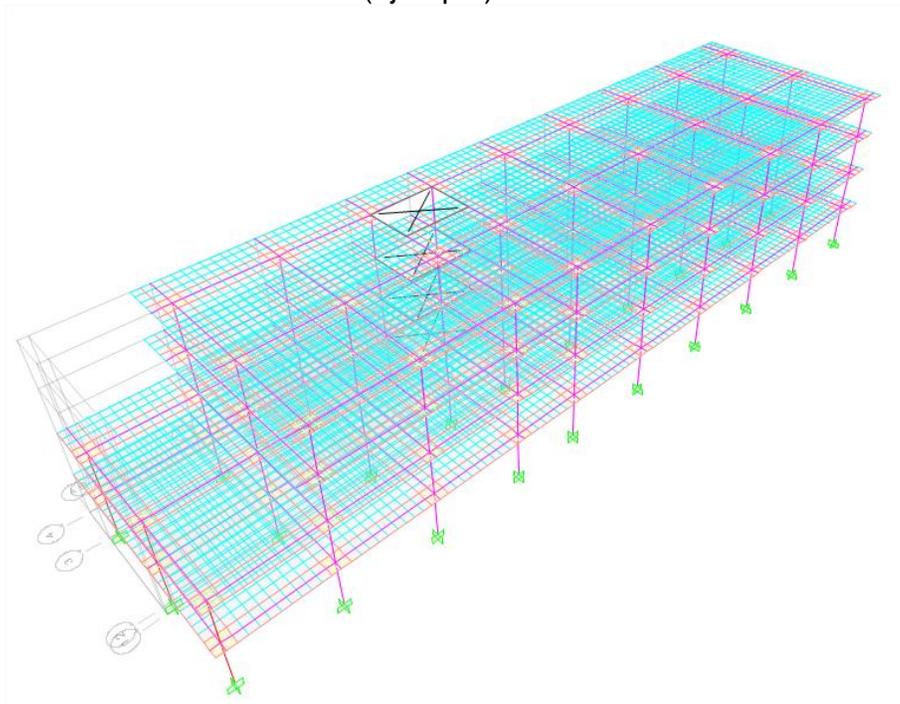
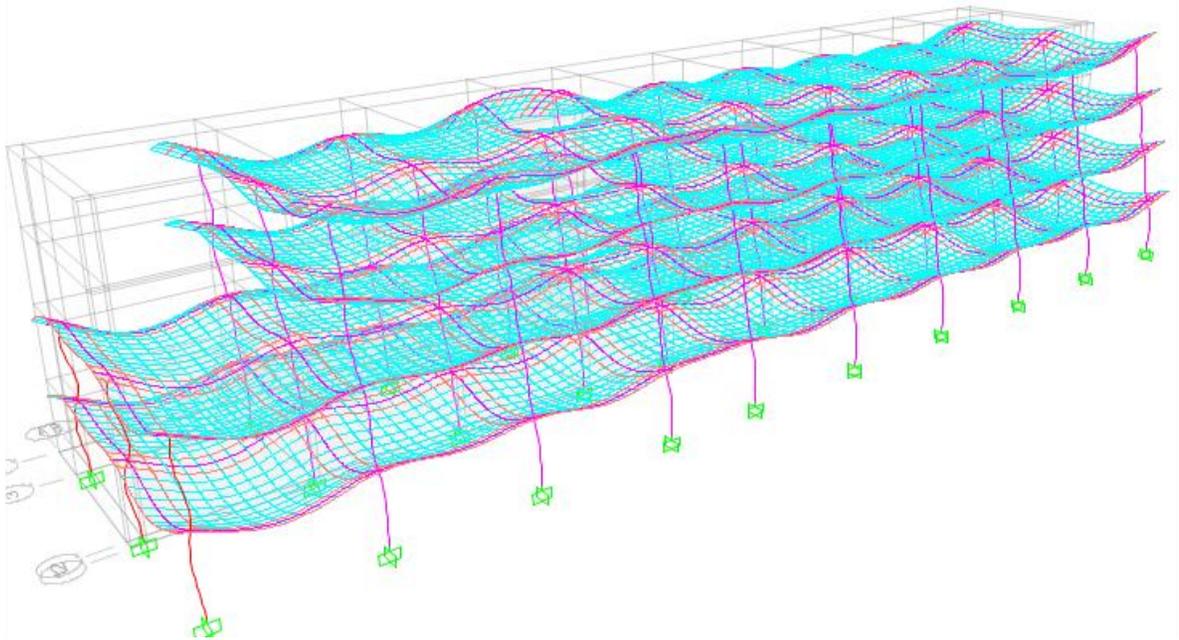


Figura 24. Estructura sin deformar (ejemplo)



El detalle del cálculo de las cargas y el proceso de modelamiento no es relevante para el ejercicio, se indica que la cargas que se evalúan son la carga muerta superpuesta que se estima en 1 Tn/m^2 , incluye las cargas de muros y acabados de la edificación, y la carga sísmica en el eje X que se estima en un 23.7% de la carga muerta total.

Figura 25. Estructura deformada ante carga muerta



6.1 COMPORTAMIENTO DE LA PLACA

Para tener una idea de cómo se comporta la placa, se compararán los parámetros más relevantes como deformaciones y reacciones de los elementos para observar qué características tiene.

Figura 26. Diagrama de momentos cargas verticales (viga central entre capiteles señalada con azul)

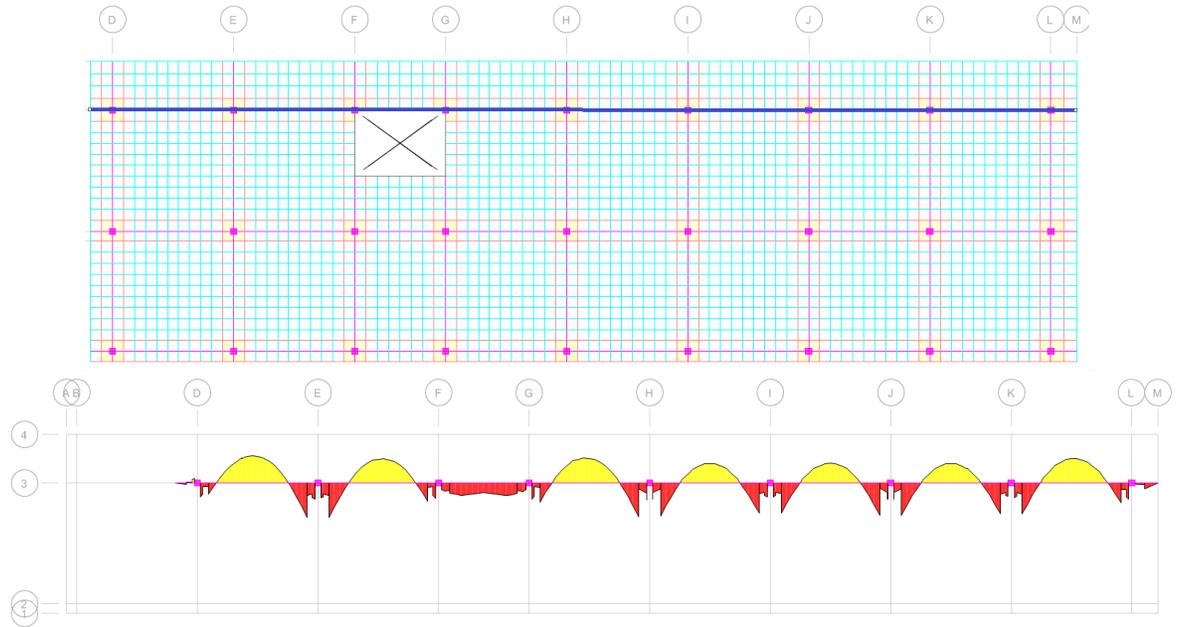


Figura 27. Muestra placa dos direcciones sin capitel (misma carga, misma escala)

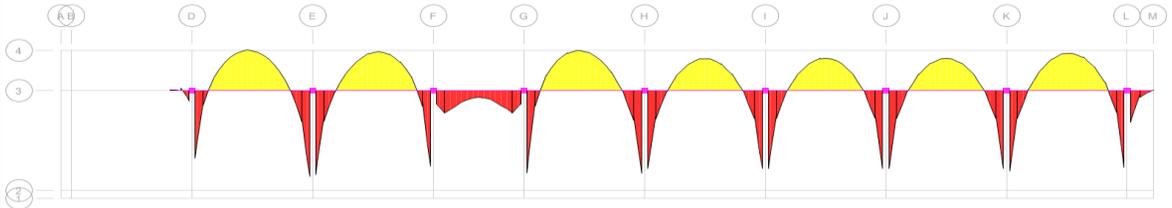


Figura 28. Muestra placa típica armada 2D, la viga central se amplió de 18 a 35 cm de ancho.

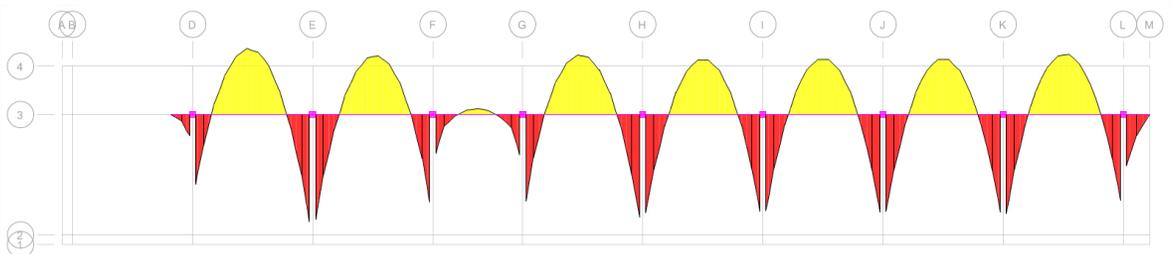


Figura 29. Detalle viga en edificio reticular celado

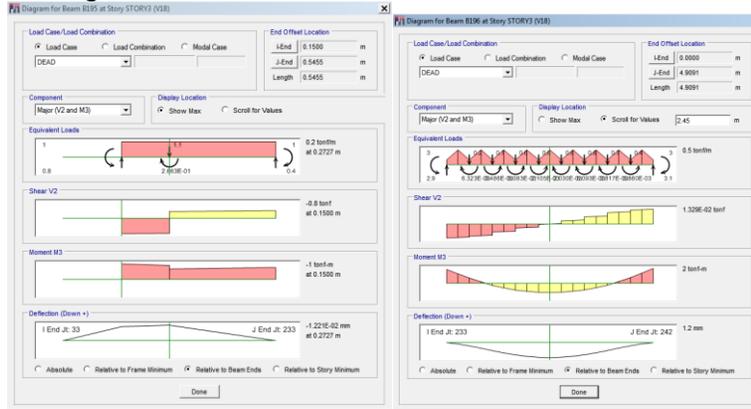


Figura 30. Detalle viga en edificio placa armada en dos direcciones

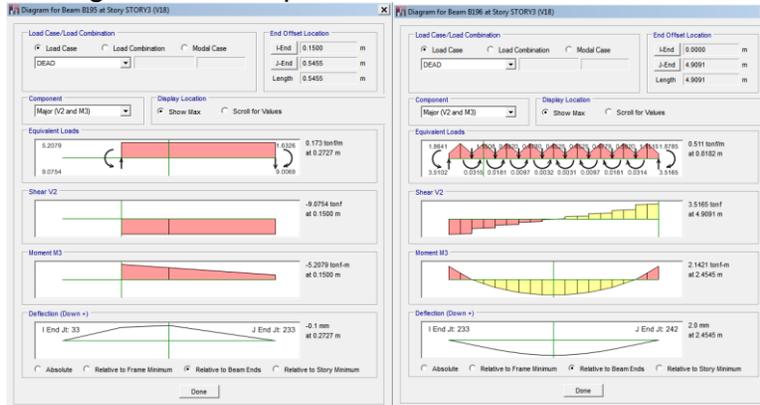


Figura 31. Detalle viga en edificio placa armada en una dirección

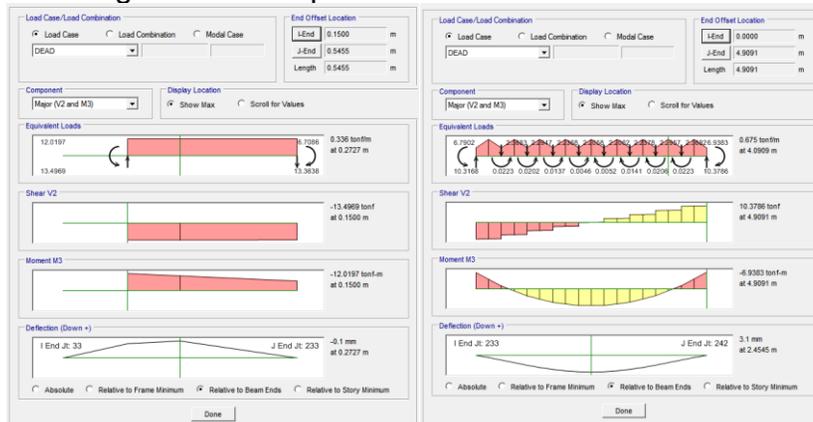


Tabla 3. Comparación entre las placas evaluadas

TIPO DE PLACA	RETICULAR	PLACA DOS	PLACA UNA
CONDICION EVALUADA	CELULADO	DIRECCIONES	DIRECCION
Deformacion del centro de luz de viga (mm)	1.2	2	3.1
Momento en el centro de la luz de la viga (t-m)	2	2.14	6.93
Momento en extremo (t-m)	-1	-5.2	-12
Cortante máximo en viga (t)	-0.8	-9	-13.5

El comportamiento de la placa reticular celulado ante cargas verticales es evidentemente más favorable que los otros sistemas evaluados en cada uno de los casos valorados.

DEFORMACIÓN DEL CENTRO DE LA LUZ

Colocar el capitel en una placa de dos direcciones se reduce la deformación en el centro de luz de 2mm a 1.2mm (40%), para el caso de la armada en una dirección reduce de 3.1mm a 1.2 (61%).

MOMENTO DEL CENTRO DE LA LUZ

El reticular celulado reduce el momento central de viga de 2.14 t-m a 2t-m (7%), comparada con el de la armada en una dirección tenía 6.93 t-m reportando una reducción del 71%.

MOMENTO EN EL EXTREMO

Mucho mejor el comportamiento del momento extremo, reduce el momento extremo de -5.2t-n a -1 t-m (80%) en la placa de dos direcciones, en la unidireccional de -12 tn a -1 reduce en un 91.6%.

CORTANTE EN LA VIGA

Cohientemente con lo anterior, el reticular celular reduce el cortante de -9 t a -0.8 t (91% la mayoría la toma el capitel), en la de una dirección el cortante es del orden de -13.5 ton, con lo que se reporta una disminución del 94%

Es observable que el capitel para efectos de análisis es equivalente a aumentar el nudo de la columna.

6.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL SISTEMA

Evidentemente el comportamiento del reticular celular no ha sido satisfactorio en los sismos, para éste caso se revisará el desplazamiento horizontal del edificio para tener una idea de que tanto rigidiza el sistema un edificio tipo.

6.2.1 Desplazamiento horizontal del edificio (sismo x)

Gráfico 1. Edificio con placa reticular celularado (163 mm)

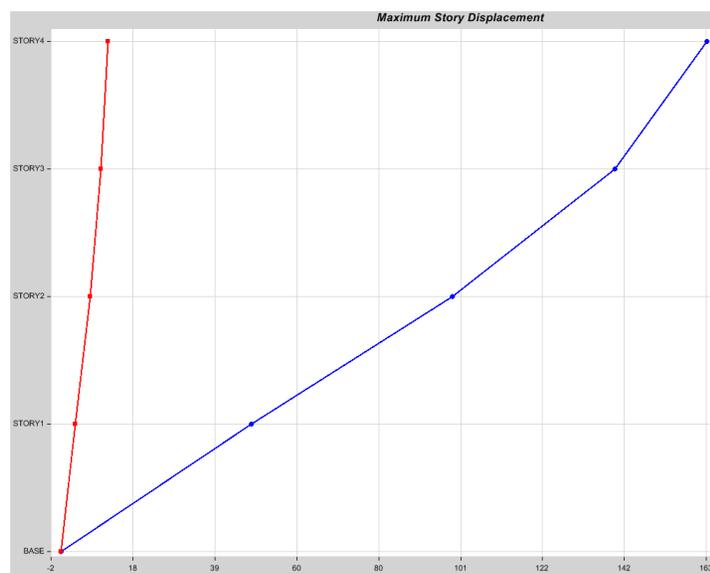


Gráfico 2. Edificio con placa armada en dos direcciones (187 mm)

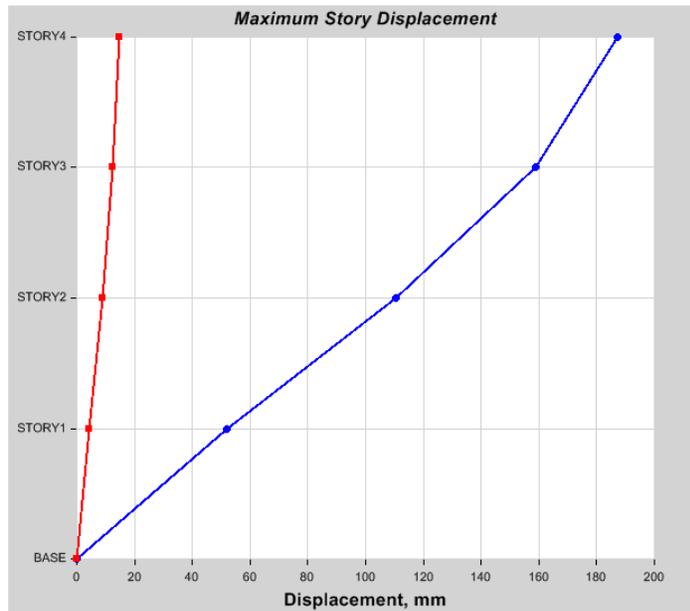
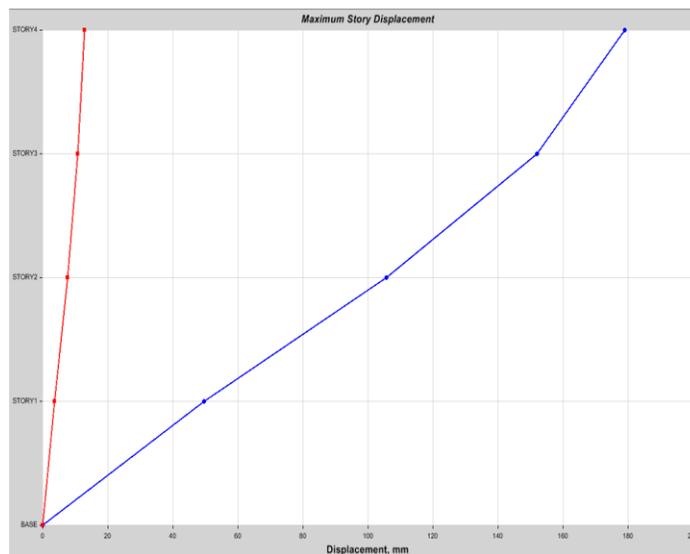


Gráfico 3. Edificio con placa en una dirección (179 mm)



Deformación horizontal (derivadas) se reducen de 187 mm a 163 mm (13%), aparentemente el capitel rigidiza la estructura global, sin embargo en la estructura armada en una dirección la deformación horizontal aumentó a 179 mm un (9%), esto

debido a que el peso de la estructura no compensó la disminución de la rigidez de la misma.

6.2.2 Reacción de la columna (Sismo X)

Figura 32. Con capitel

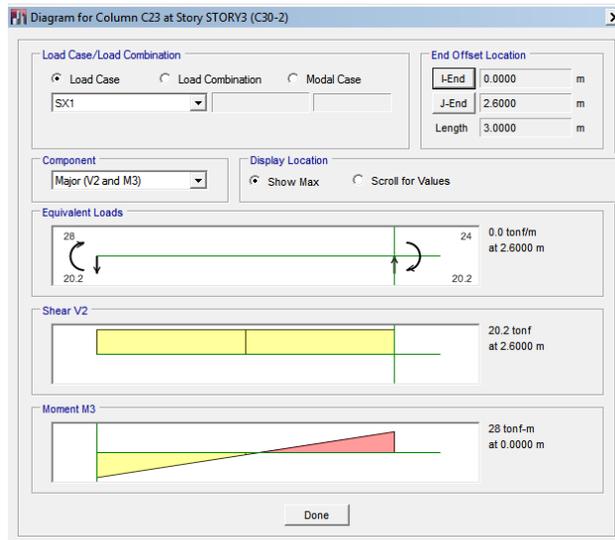


Figura 33. Sin capitel

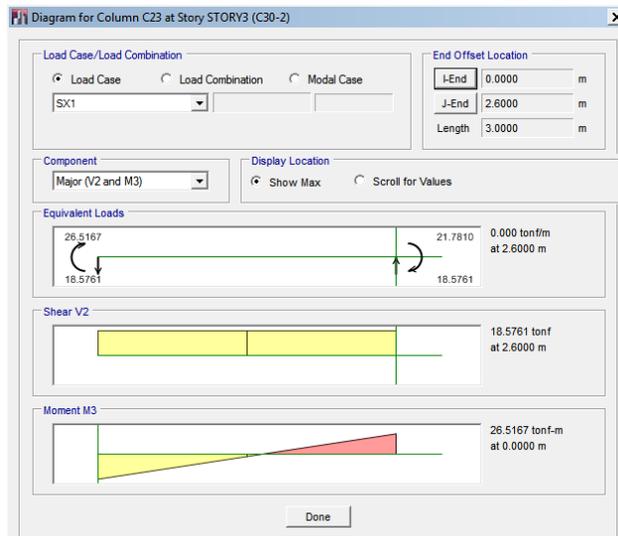
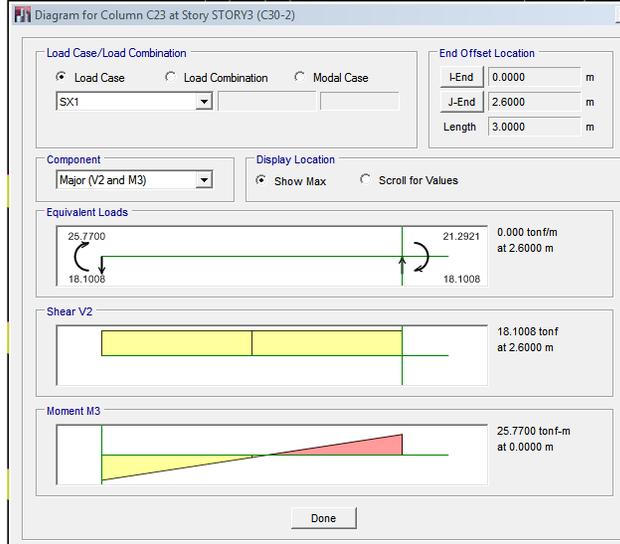


Figura 34. En una dirección



Los momentos con capitel son del orden de 28 t-m mientras sin capitel son de 26.5, el cortante tomado por la columna con capitel es de 20.2t y sin capitel de 18.6.

El caso de dos direcciones el momento bajo a 25.7 tn-m, alrededor del 8% menos y el cortante se redujo a 18 ton, en orden de magnitud muy similar al armado en dos direcciones.

6.2.3 Peso comparativo de la estructura. Para revisar el efecto del sistema en la carga muerta total de la estructura, se observa que las estructuras reticular celulado y armado en dos direcciones tienen en términos prácticos el mismo peso, respecto de la placa armada en una dirección se produjo una reducción de la carga muerta de un 6.3%

Reticular celulado	3528	Sx=837
Sin capitel, armada en dos direcciones	3416	Sx=810.9
Armada en una dirección	3305.7 tn	Sx=783.2

El peso propio de la estructura proporciona una idea de su costo en términos de peso de concreto a utilizar y de la eficiencia de la misma,

En términos del peso solo de los elementos estructurales el peso del reticular celular estaba en 1553 ton y se redujo a 1330 en la armada en una dirección, esto corresponde a un ahorro de un 14%.

6.3 TRATAMIENTO DE LA NORMA

Reticular celular, se describe como “ Es un tipo de pórtico losa- columna en el cual la losa trabaja en dos direcciones y es aligerada en las zonas lejanas de la columna y maciza o con capiteles en las zonas aledañas a las columnas, éste sistema tiene numerosas restricciones impuestas por el reglamento en su uso”

Obsérvese como se le considera en un sistema combinado con muros.

Tabla 4. Sistema estructural combinado

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	3.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	no se permite		Grupo I	18 m	Grupo I	21 m
j. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	7.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

El sistema losa-columna con un sistema aporticado.

Tabla 5. Sistema estructural de pórtico resistente a momentos

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
		uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.		
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMf)									
a. De concreto (DMf)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMf)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMf)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbetos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMf)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

El tipo de análisis más indicado para realizar en los estudios de vulnerabilidad sísmica es el push over, proceso en el cual se observan los daños que se producen en las estructuras a medida que la estructura se deforma hasta encontrar un mecanismo de colapso, en nuestro caso el método no es útil pues el mecanismo de colapso está plenamente determinado por la experiencia.

Dado el tipo de falla que se presenta es deseable hacer algunos análisis con las mismas cargas sísmicas con las que se obtiene la deriva de la edificación, el R (factor de reducción) del concreto propuesto por la norma es de R

Comportamiento a cargas verticales, funciona como un conjunto y no como vigas individuales.

Modelo de una edificación con el sistema.

Comportamiento nudo.

Fallas por cortante.

Falla por punzonamiento.

Comentarios adicionales

Umbral de daño

Estado Límite sin daño. Corresponde a un desplazamiento lateral para el cual no se alcanzan daños en los elementos secundarios o no estructurales.

Estado Límite de servicio. Se caracteriza por la aparición de daño en elementos no estructurales, que no requieren reparación inmediata para que el edificio continúe en funcionamiento.

Estado Límite de daños irreparables. Es un Estado Límite para el que se han producido daños concentrados en algunos elementos estructurales y de forma extensiva en elementos no estructurales de algunos niveles; tiene especial importancia para el proyectista, ya que permite establecer un criterio a partir del cual el edificio no es reparable desde el punto de vista económico y/o tecnológico.

Estado Límite de daños extensos. Para este Estado Límite el daño se ha distribuido en diversos elementos estructurales y los elementos no estructurales presentan daños severos, aunque la estructura entera es capaz de seguir soportando su peso propio.

Estado Límite de prevención de colapso. Es un estado previo al colapso de la estructura, para el cual el daño de los elementos permite la formación de un mecanismo cinemáticamente inestable y la estructura es incapaz de soportar las cargas de gravedad.

Estado Límite	Parametro
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0.5\%$
De servicio	$0.5\% \leq \delta < 1.5\%$
Daños irreparables	$1.5\% \leq \delta < 2.5\%$
Daños extensos	$2.5\% \leq \delta < 3.0\%$
Prevención de colapso	$3.0\% \leq \delta; ID < 95\%$

Fuente: <http://academic.uprm.edu/laccei/index.php/RIDNAIC/article/viewFile/178/161>

6.4 ANOTACIONES SOBRE EL MODELADO DEL SISTEMA

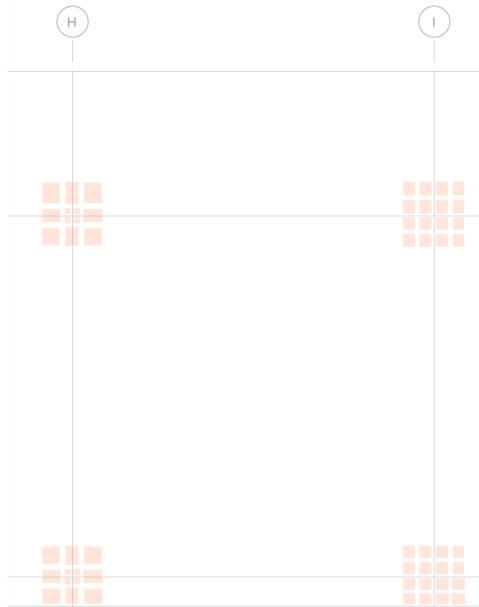
El modelado de estructura tipo reticular celular es bastante fácil en software tipo etabs, sin embargo hay que tener cuidado con la discretización de los elementos finitos que conforman la unión del capitel y la columna, normalmente el capitel se modela como un elemento tipo área (slab o drop) y la columna como un elemento lineal lo que normalmente funciona adecuadamente, sin embargo para nuestro caso la sección transversal de la columna ocupa un área significativa en el área del capitel, por tal razón se revisará su influencia, para esto se proyectan los elementos con secciones equivalentes a la geometría de la columna y los nodos correspondientes conformen una zona de panel que tome las propiedades de la columna.

Se observó que ni una mayor densidad de elementos finitos ni la mejora en su geometría local haciéndolos más cuadrados ayuda significativamente al modelo y si usa más recursos del sistema, sin embargo el hecho de ser más cuadrados facilita la interpretación de datos sobre todo en cuanto a las flechas que indican el cortante máximo.

El elemento interno (que está dentro de la columna) se podría eliminar sin que afecte significativamente el modelo, sin embargo se considera que su presencia es conveniente pues permite una mejor distribución de fuerzas en el nodo, de igual manera en la realidad la placa continúa en la porción y la columna y además se indica que todos sus nodos están comprometidos en la zona de panel con lo cual no se espera que genere rigideces adicionales.

En los resultados se mostrará la diferencia entre los dos tipos de modelado para apreciar el nivel de diferencia.

Figura 35. Modelados



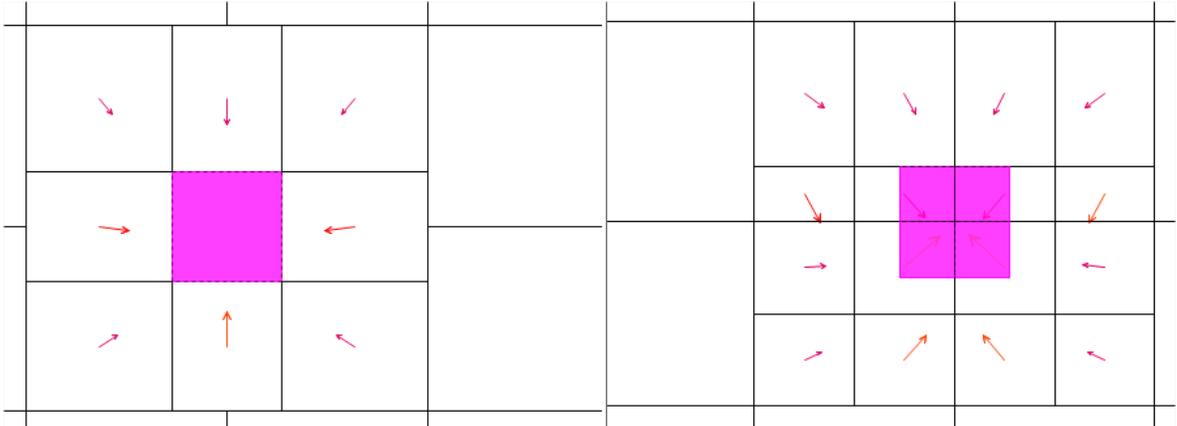
Obsérvese que los elementos se discretizaron diferentes y los elementos que coinciden con la columna se eliminaron, el capitel de la izquierda (Eje H) según la sección de la columna con zona de panel, el de la derecha (Eje I) no se asignó zona de panel.

Para observar la coherencia de los resultados del programa, es importante anotar que se mostrarán siempre dos resultados, uno con el modelado recomendado (a la izquierda Eje H) y otro con el modelado tradicional (a la derecha Eje I), el mostrado en la parte superior es externo con un volado y el mostrado en la parte inferior es interno.

En éste caso se modeló el sistema con las vigas nervadas, sin embargo es necesario indicar que dado el comportamiento del reticular celularo como una placa, no se requiere éste tipo de modelado y las diferencias de resultados entre los modelos son pocas.

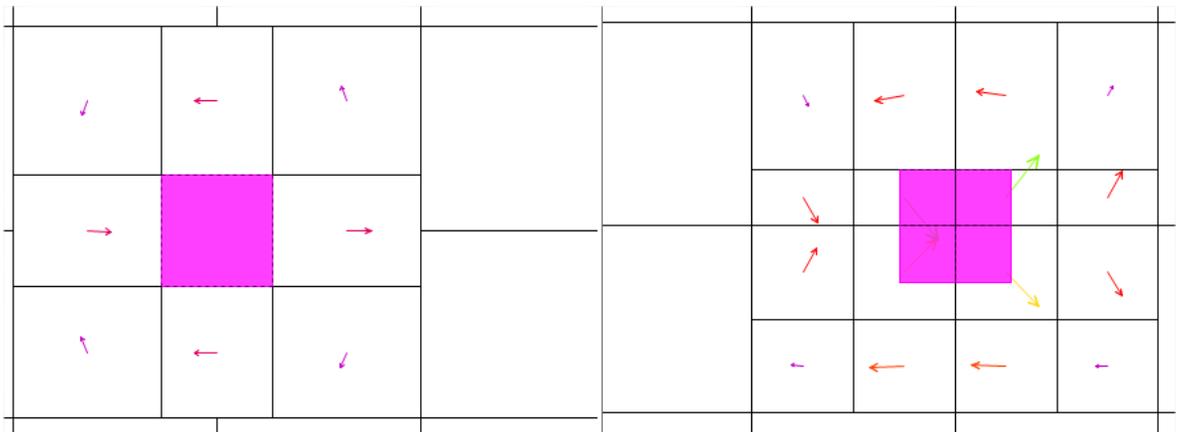
Se observa en el gráfico más adelante, las flechas que indican el sentido del cortante máximo bajo cargas verticales.

Figura 36. Sistema con vigas nervadas



Se observa en el gráfico más adelante, las flechas que indican el sentido del cortante máximo bajo cargas sismo x.

Figura 37. Sistema con vigas nervadas



Se observa en el gráfico más adelante, las flechas que indican el sentido del cortante máximo bajo cargas sismo y.

Figura 38. Sistema con vigas nervadas



Figura 39. Momento M22 sismo X

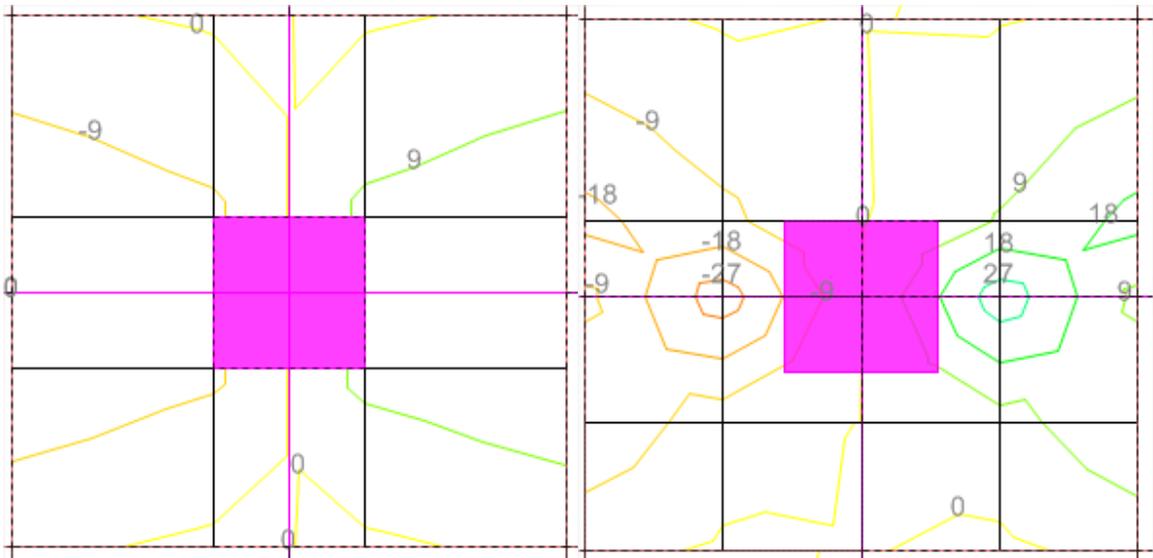


Figura 40. Cortante por sismo X

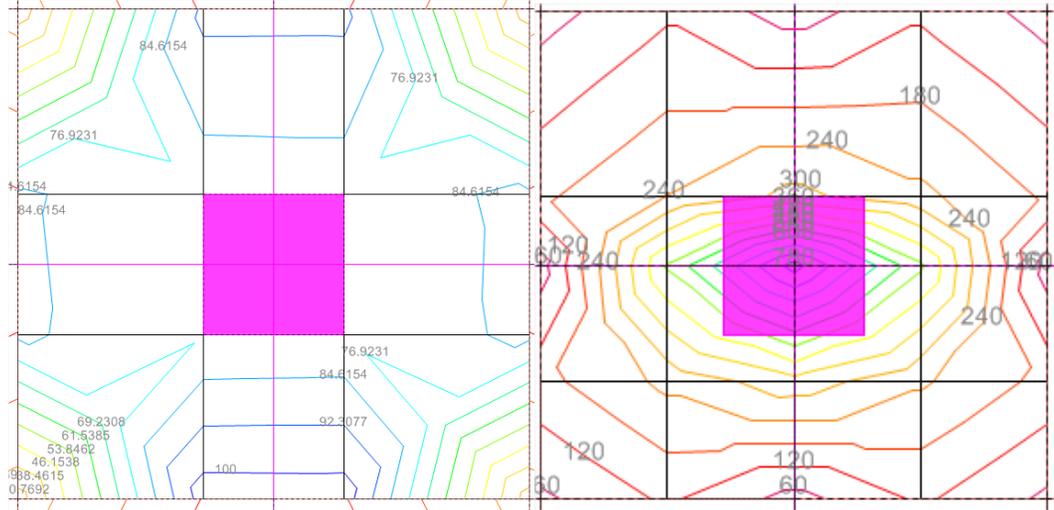


Figura 41. Momento M11 por sismo Y

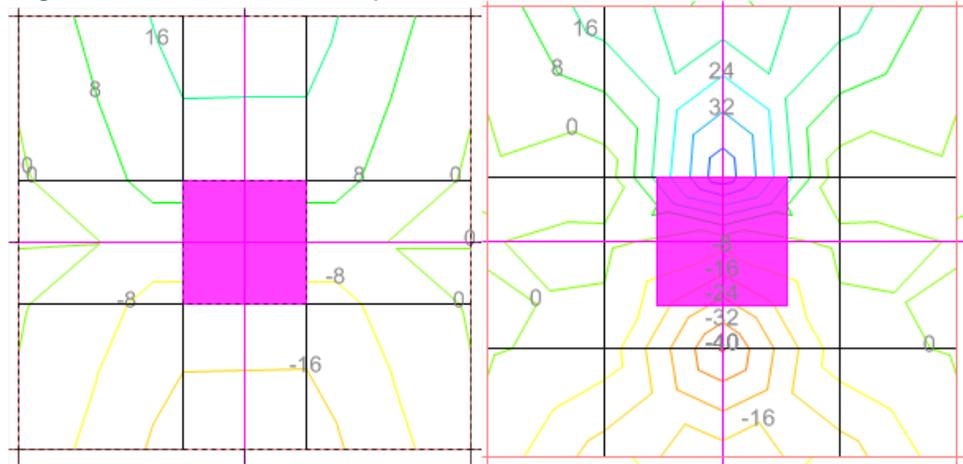
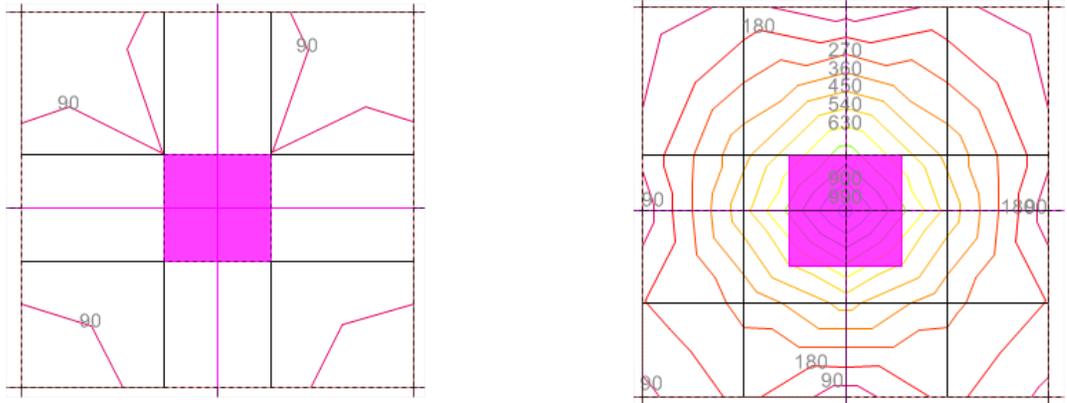


Figura 42. Cortante por sismo y



DEFORMACION TÍPICA (VISTA DE UN SECTOR ASEMEJABLE A UN PÓRTICO)

Obsérvese la estructura deformada, es evidente que en el modelo el sector de unión de la losa con la columna es bastante rígido, el capitel contribuye grandemente a rigidizar la estructura.

Figura 43. Deformación típica



6.5 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y CHEQUEO PROPUESTA

Las metodologías actuales de análisis y diseño de punzonamiento en placas se han visto bastante cuestionada en las investigaciones realizadas, el punzonamiento se dibuja de una manera y falla en los laboratorios de otra, los criterios de análisis normalmente están plagados de factores y coeficientes derivados de los ensayos de laboratorio, no hay consenso sobre los criterios de análisis, es sabido del protocolo y respeto que se muestran en las investigaciones al respecto sin embargo el diseñador de oficina no tiene una herramienta definitiva para encarar el problema, con todos los medios de diseño que tenemos a la fecha, se muestran las conclusiones de un documento denominado “Literature review of punching shear in reinforced concrete slabs” del instituto de tecnología de Georgia, escrita por la investigadora Eva lantsoght en agosto de 2009.

“8. Conclusions: In previous sections, four methods to find the ultimate punching shear strength in reinforced concrete slabs and punching shear code provisions were discussed. None of the methods is fully theoretical, and test results from slab-column specimens are widely used to determine semi-empirical formulations.

The methods based on the shear strength on a critical section are most commonly used in practice. The shear stress on a critical section at a certain distance from the face of the loaded area is compared to a maximum shear stress. The basis for the most commonly used method was provided by Moe (1961). The distance from the face of the loaded area was determined through a statistical analysis of test results and determined to be $d/2$. Then, a criterion was developed to ensure that slabs would fail in a ductile flexural manner rather than in a usually brittle punching shear manner. Most of the methods based on the shear stress take the concrete strength and/or the flexural reinforcement into account. Other factors, such as the shape of the column or loaded area, size of the loaded area, boundary conditions, load duration, size effect and influence of restraints can be taken into account, but are generally considered of less importance. Muttoni (2008) however argued that the size effect should be taken into account because the ACI code provisions are not conservative for slabs of thickness larger than 300 mm (11.81 in). The critical shear crack theory takes the size effect into account and correctly predicts the ultimate punching shear loading of slab-column specimens with a large thickness.

Methods based on plate theory and non-linear finite elements are currently being developed. The difficulty here is to select the appropriate material behavior when modeling a specimen.

Methods based on beam analogies are not often used. Accounting for redistribution of forces and interaction between shear, flexure and torsion can approach the behavior of a test specimen, but it does not provide a mechanical model of the shear force in slabs.

The strut and tie, truss model uses steel ties and concrete struts and gives a different approach to the shear problem. Additional testing led to the bond model, in which the concrete compression strut is curved and a load gradient is carried along the strut up to a certain point where the internal loading reaches zero. The external loading is calculated on strips extending from the faces of the loaded area. The maximum loading on these strips is taken as the maximum loading per area for a beam given in the ACI code.

The provisions of ACI 318 and EN 1992-1-1 appear very different at first sight. These code provisions are, however, based on the same theory, namely the shear stress on a critical perimeter. An obvious difference is the place of the critical perimeter. While ACI 318 takes this critical perimeter at $d/2$ away from the face of the loaded area and straight around rectangular areas, EN 1992-1-1 takes it at $2d$ away from the loaded area and uses rounded corners for the perimeters. Another apparent difference is the use of the square root of the concrete strength in ACI 318 and the cube root in EN 1992-1-1. There is no consensus up to now as to which of these is better. While EN 1992-1-1 takes the flexural reinforcement into account, ACI 318 does not use reinforcement ratio in its provisions. Using the flexural reinforcement seems to match the experimental data better, but is not guaranteed to make the code a better design tool.

In general, there is a significant distinction between the design practice which needs a good tool to guarantee a safe design on one hand and the analysis practice which needs a model which accurately describes the mechanical behavior of a slab under shear. The first need seems to be satisfied with code provisions that work well in practice. The second need is not fulfilled, as none of the above mentioned models fully explain the behavior of slabs in shear.”

C.21.6.5.1 — Fuerzas de diseño

La fuerza de cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas, P_u , que actúan en él. No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo. En ningún caso V_e debe ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis de la estructura.

6.5.1 Introducción al método propuesto. Método desarrollado en Nueva Zelanda, en el cual se establece un grado de importancia en la resistencia de los elementos estructurales con el cual se hace una planeación adecuada del mecanismo de deformación y falla plástica, cuidando de que no se presenten fallas frágiles.

Tres ideas básicas:

- Edificio se comporta inelásticamente ante sismo severo.
- Las rotulas deben presentarse donde no se produzcan colapso, la falla de los elementos debe ser predominantemente a momento y no a cortante ni mucho menos axial.
- Las fuerzas dependen del refuerzo presente realmente y no del que se diseñe.

El método propuesto se puede clasificar como un método de diseño por capacidad, compara el cortante máximo obtenido con el método con la menor de tres resistencias de concreto SIN REFORZAR propuestas por el ACI-NSR-10, se debe considerar que el capitel no es reforzado para el caso de un edificio existente.

Es importante que el método halle el cortante máximo que se pueda presentar durante un sismo, esto debido a que la “falla que queremos” no es la de punzonamiento del capitel, por esto el cortante aplicado no debe ser determinado del software de diseño a no ser que se haga el análisis específico con la filosofía del método con lo cual se debería hacer una especie de push-over modificado.

El método propuesto está mostrado en un sentido pero evidentemente hay que chequear el capitel en ambos sentidos y escoger el máximo presentado.

Lo primero que se adopta es el punto donde se analiza el cortante máximo, éste es un dato del que no se tiene duda pues coinciden normalmente en la teoría y la práctica, el sector de falla crítica es un perímetro alrededor de la columna cuyo lado

es el lado de la columna más el 50% de la altura de la placa a cada lado (para ser más exactos habría que reducir el espesor de recubrimiento, podremos tomar el de las vigas que llegan al capitel).

6.5.2 La carga de cortante. Las fuerzas de cortante que llegan allí se consideran por:

- El cortante derivado de las cargas de servicio de la edificación (1).
- El máximo cortante inducido en el sismo, que será la suma del que se genere por los momentos de fluencia de la placa (2) más por el momento de fluencia de la columna (3).

Estos efectos se deben evaluar en las dos direcciones en cada caso.

- **Los derivados de la carga de servicio que se transmiten al capitel.** Esta carga es fácilmente obtenible del software de diseño, como la carga de cortante del edificio se convierte en carga axial, se puede revisar el incremento de la carga axial de la columna en cada piso el cual dará una idea de la fuerza cortante que se transmite a cada columna, alternativamente se puede hacer un chequeo del área aferente de la columna y multiplicarla por la carga media de la placa, considera el peso muerto y vivo que le trasmite la placa a cada columna.

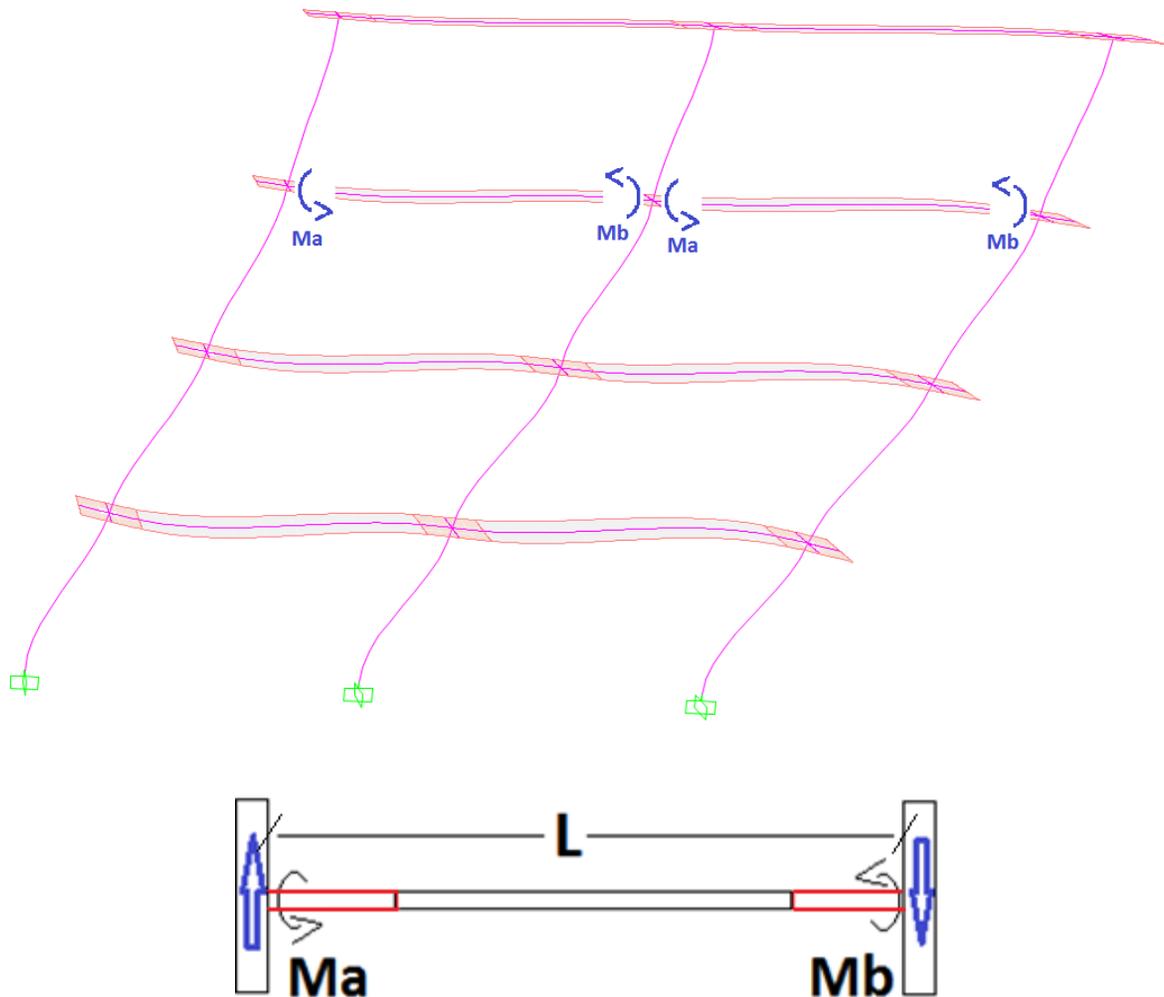
Esta carga no es necesariamente homogénea por lo que se deberá revisar ya sea en el modelo o con el área aferente el % de carga que le correspondería a cada cara de la columna y en consecuencia a cada lado del capitel.

- **Los inducidos por el sismo debidos a los momentos de la placa en la zona del capitel.** En el caso de que la estructura está bajo un sismo fuerte, los elementos estructurales que llegan al capitel pueden inducir cortantes adicionales por ésta

causa, es fácilmente apreciable que se analizan solamente las vigas que llegan al capitel, se toma el concepto del cortante de diseño por sismo inducido para vigas.

Véase la deformada de la estructura donde se indican los momentos que pueden generar los cortantes en la placa por sismo.

Figura 44. Estructura deformada



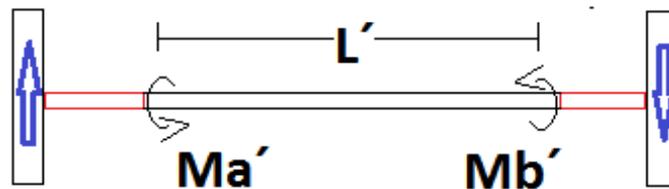
M_a es la sumatoria de momentos elásticos del capitel del nodo A

M_b es la sumatoria de momentos elásticos del capitel del nodo B

En éste caso el esfuerzo cortante será $V_{a1} = (M_a + M_b) / (L \times (b + d))$

Es importante analizar otra alternativa, en la cual M_a' y M_b' serían los momentos en el borde del capitel y L' la distancia entre bordes de capitel, dado que los momentos M_a' y M_b' son similares sobre todo en capiteles sin reforzar y la longitud L' es menor el cortante sería mayor, es importante anotar que en los ensayos ejecutado a éste tipo de estructuras se ha observado que comúnmente la plastificación por momento sucede en éste punto de la viga y no en el capitel.

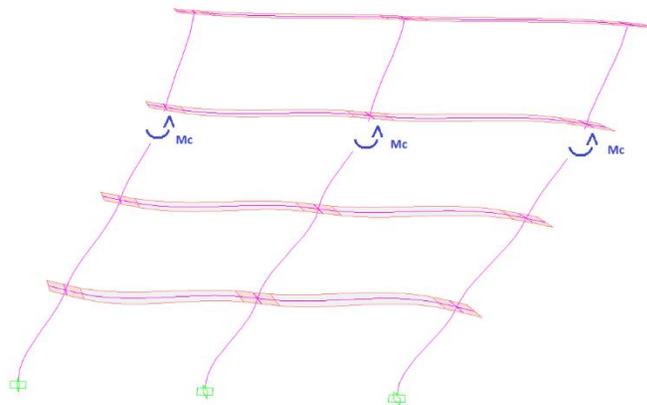
Figura 45. Plastificación



En éste caso el esfuerzo cortante será $V_a1 = (M_a' + M_b') / (L' \times (b+d))$

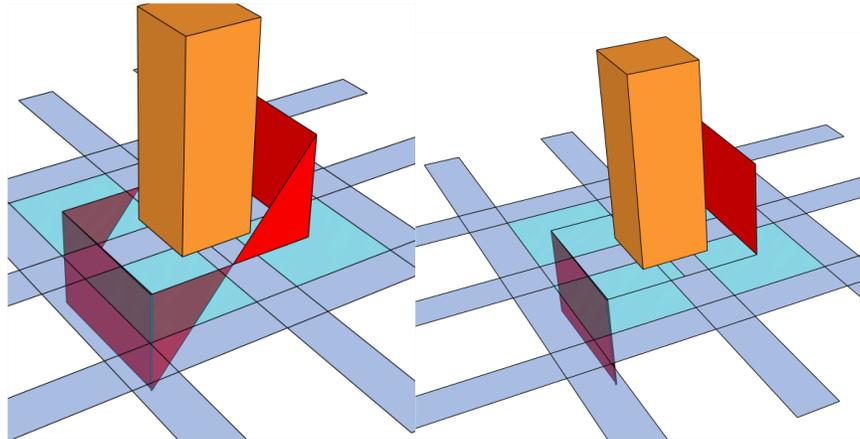
Los inducidos por el sismo debidos a los momentos de la columna en la zona del capitel

Figura 46. Momento máximo



El momento máximo que puede inducir la columna, es equivalente al momento inelástico balanceado de la misma, esto siguiendo la filosofía de que estamos buscando evitar una falla frágil del capitel.

Figura 47. Momento máximo



Evidentemente si la columna es lateral o de esquina (o con volado del otro lado), se evalúa el par de momento resistente entre el borde de columna y el extremo a cortante.

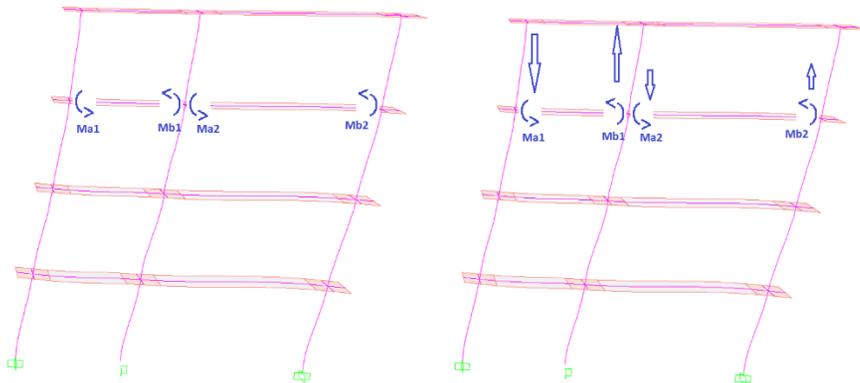
Siendo los lados de la columna a y b

Siendo la superficie de falla $a+d$ y $b+d$

La ecuación de equilibrio $M_{ca} = V_{a2} (b+d) \cdot d \cdot (a+d)$

El esfuerzo cortante será $V_{a2} = M_{ca} / (d \cdot (a+d) \cdot (b+d)) A$

Figura 48. Momento máximo



6.5.3 Evaluación numérica del método. Para explicar el método se ejecutarán algunos ejemplos de prueba basados en la estructura típica analizada, con éstos se chequeará el comportamiento del capitel ante la máxima carga que se le pueda colocar según la filosofía del método propuesto.

El análisis del cortante máximo se comparará con la resistencia a cortante del concreto con las tres opciones que propone la norma Nsr-10 en la sección C11.11.2.1 que se muestra a continuación.

C.11.11.2.1 — Para losas no preesforzadas y zapatas, V_c debe ser el menor entre (a), (b) y (c):

$$(a) V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (C.11-31)$$

donde β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada, o el área de reacción,

$$(b) V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (C.11-32)$$

donde α_s es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina, y

$$(c) V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (C.11-33)$$

Fuente: NSR-10 Título C, Pagina C-101 y C-102.

Para un concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ (con las formulas con las unidades apropiadas)

Tabla 6. Fórmulas del sistema

	<i>Sistema SI esfuerzos en MPa</i>	<i>Sistema mks esfuerzos en kgf/cm²</i>	<i>Sistema Ingles esfuerzos en libras por pulgada cuadrada (psi)</i>
(C.11-31)	$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$
(C.11-32)	$V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = 0.27 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$
(C.11-33)	$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$	$V_c = 4 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$

Fuente: NSR-10 Título C, Pagina C-254.

Opciones para resistencia concreto	
$\beta=$	1
$\lambda=$	1
$\alpha_s=$	40
$d=$	25 cm
$b_o=$	200 cm
Esfuerzo admisible concreto	
Posibilidad 1	23.04 Kg/Cm ²
Posibilidad 2	27.39 Kg/Cm ²
Posibilidad 3	14.49 Kg/Cm ²
Esfuerzo	144.91 Tn/m ²
Esfuerzo x 0.75	108.69 Tn/m ²

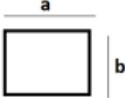
El primer ejemplo consta de una placa de 25 cms de espesor, luces de 6 mts entre columnas que tienen 30x30 cms de sección.

El segundo ejemplo consta de una placa de 30 cms de espesor, luces de 6 mts entre columnas que tienen 25x25 cms de sección.

El tercer ejemplo consta de una placa de 40 cms de espesor, luces de 6 mts entre columnas que tienen 25x25 cms de sección.

Por facilidad de los ejemplos, se asume que la carga produce un cortante homogéneo alrededor de la zona de punzonamiento del capitel, equivalente a dividir la carga factorizada en el área que proporciona la superficie de falla.

PRIMER EJEMPLO

OBRA	EJEMPLO 1	
fc=	210	
DATOS DE LA COLUMNA (RECRECIDA)		
	a=	0.3 m
	b=	0.3 m
Carga vertical aportada por placa		
	Wm	26 tn
	Wv	8 tn
	W serv	34 tn
	W fact (1.2Wm+1.6Wv)	44 tn
	Condicion	Homogenea
INFORMACION PLACA		
	ht=	0.25 m
	Rec=	0.05 m
	d=	0.2 m

Momento resistente máximo de la columna para punzonamiento

SECCIÓN

En éste caso la columna tiene sección transversal de 30x30 y tiene 4 varillas #6 de refuerzo como se observa en el gráfico.

Figura 49. Sección

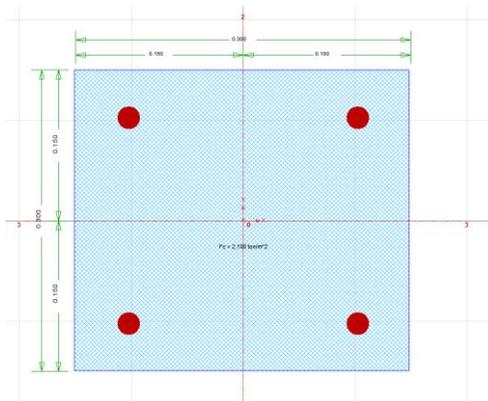


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Se obtuvo el diagrama de interacción de la columna para observar cuál es la carga axial a la cual se presenta la mayor resistencia de momento, para nuestro caso resulto ser de 45 ton.

Gráfico 4. Diagrama de interacción

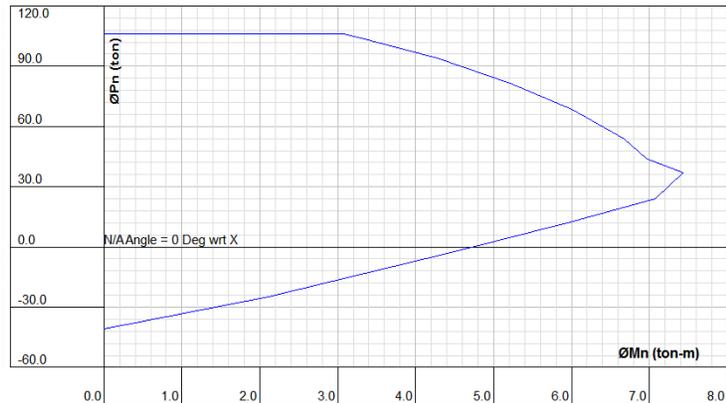
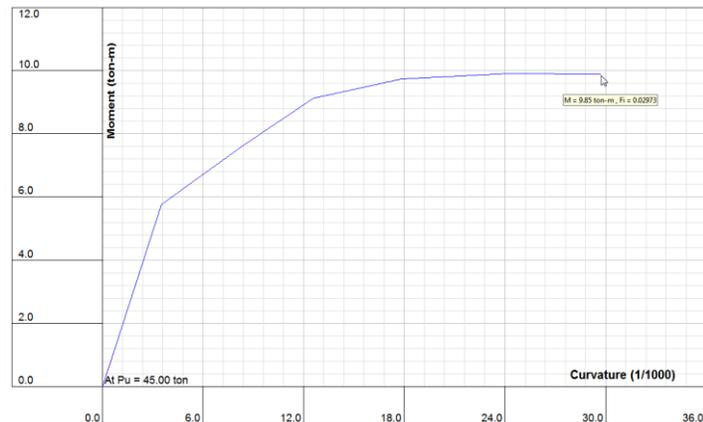


DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

Con el diagrama momento curvatura, se revisa el mayor momento que puede soportar la columna en su estado plástico y bajo la carga axial más relevante.

Gráfico 5. Momento curvatura



El momento máximo que soporta la columna es de 9.9 tn-m.

MOMENTOS DEL CAPITEL

Se observan los momentos plásticos en el capitel.

Tabla 7. Momentos plásticos en capitel

Vigas que llegan	Ancho	Ar ref sup	Ar ref inf	Mr	M plastico
Viga 1	0.15	1.27	1.27	1.01	1.12
Viga 2	0.2	1.98	1.98	1.56	1.73
Viga 3	0.15	1.27	1.27	1.01	1.12
Suma	0.5	4.52	4.52	3.58	3.97
TOTAL CAPITEL	1.6	4.52	4.52	3.7	4.11

La suma de los momentos plásticos de las vigas justo antes del capitel asciende a 3.97 t-m, dentro del capitel el momento plástico asciende a 4.11 t-m

Esfuerzos cortantes

Superficie estudiada			
	Lado falla capitel	0.5 m	
	Perimetro falla capitel	2 m	
	Area lado	0.1 m ²	
	Area total	0.4 m ²	
1 Esfuerzo cortante por carga			
	Cortante total	44 tn	
	Area resistente	0.4 m ²	
	Esfuerzo cortante	110.00 t/m ²	63.12%

2 Esfuerzo por punzonamiento

Momento columna	9.9 t-m	
Distancia par momento	0.5 m	
Area resistente	0.4 m ²	
Factor	1.2	
Esfuerzo Va2	59.40 t/m ²	34.08%

3 Esfuerzo máximo sismo

Momento capitel a	4.11	3.58 t-m	
Momento capitel b	4.11	3.58 t-m	
Longitud entre capiteles	6	4.4 m	
Va	1.37	1.63	
Area resistente	0.40	0.40	
Factor	1.20	1.20	
Esfuerzo Va3	4.11	4.88	2.80%

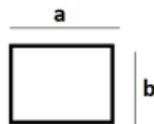
4 Esfuerzo máximo posible de cortante aplicado. **174.28** Tn/m²

SEGUNDO EJEMPLO

OBRA EJEMPLO 2

fc= 210

DATOS DE LA COLUMNA (RECRECIDA)



a= 0.25 m
b= 0.25 m

Carga vertical aportada por placa

Wm	26 tn
Wv	8 tn
W serv	34 tn
W fact (1.2Wm+1.6Wv)	44 tn
Condicion	Homogenea

INFORMACION PLACA		
ht=		0.3 m
Rec=		0.05 m
d=		0.25 m

Momento resistente máximo de la columna para punzonamiento

SECCIÓN

En éste caso la columna tiene sección transversal de 25x25 y tiene 4 varillas #5 de refuerzo como se observa en el gráfico.

Figura 50. Refuerzo

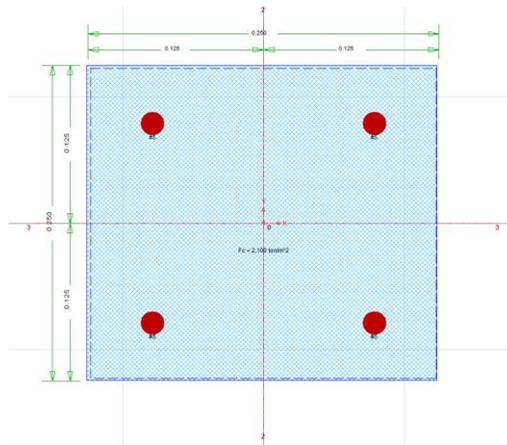


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Se obtuvo el diagrama de interacción de la columna para observar cual es la carga axial a la cual se presenta la mayor resistencia de momento, para nuestro caso resulto ser de 24 ton.

Gráfico 6. Interacción

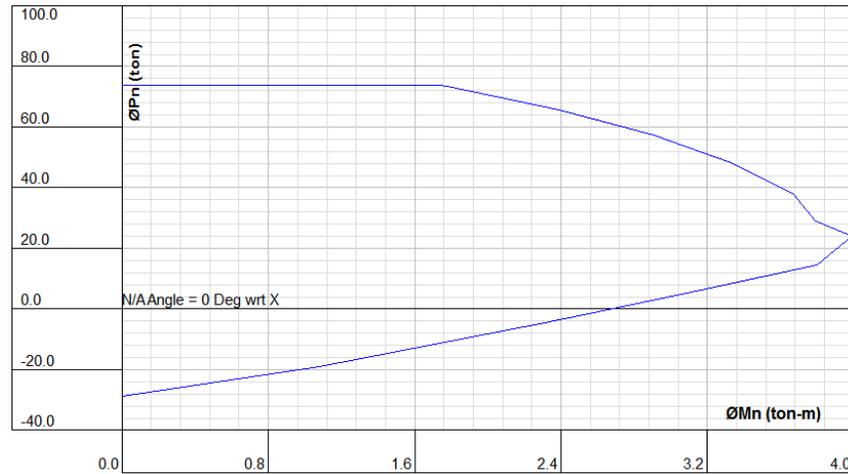
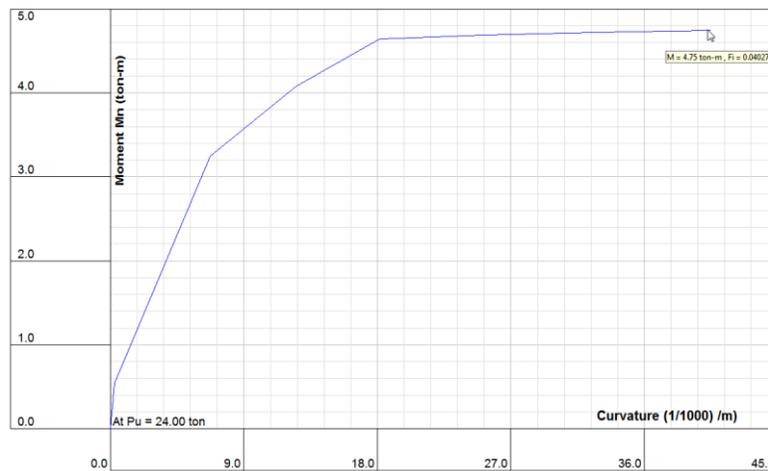


DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

Con el diagrama momento curvatura, se revisa el mayor momento que puede soportar la columna en su estado plástico y bajo la carga axial más relevante.

Gráfico 7. Momento de curvatura



El momento máximo que soporta la columna es de 4.75 tn-m.

MOMENTOS DEL CAPITEL

Se observan los momentos plásticos en el capitel.

Tabla 8. Momentos del capitel

Vigas que llegan	Ancho	Ar ref sup	Ar ref inf	Mr	M plastico
Viga 1	0.15	1.27	1.27	1.25	1.38
Viga 2	0.2	1.98	1.98	1.93	2.15
Viga 3	0.15	1.27	1.27	1.25	1.38
Suma	0.5	4.52	4.52	4.43	4.91
TOTAL CAPITEL	1.6	4.52	4.52	4.75	5.31

La suma de los momentos plásticos de las vigas justo antes del capitel asciende a 4.91 t-m, dentro del capitel el momento plástico asciende a 5.31 t-m (es el mismo capitel del ejemplo 1)

Esfuerzos cortantes

Superficie estudiada

Lado falla capitel	0.5 m
Perimetro falla capitel	2 m
Area lado	0.125 m ²
Area total	0.5 m ²

1 Esfuerzo cortante por carga

Cortante total	44 tn	
Area resistente	0.5 m ²	
Esfuerzo cortante	88.00 t/m ²	76.10%

2 Esfuerzo por punzonamiento

Momento columna	4.75 t-m	
Distancia par momento	0.5 m	
Area resistente	0.5 m ²	
Factor	1.2	
Esfuerzo Va2	22.80 t/m ²	19.72%

3 Esfuerzo máximo sismo

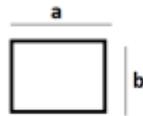
Momento capitel a	5.31	4.43 t-m	
Momento capitel b	5.31	4.43 t-m	
Longitud entre capiteles	6	4.4 m	
Va	1.77	2.01	
Area resistente	0.50	0.50	
Factor	1.20	1.20	
Esfuerzo Va3	4.25	4.83	4.18%

4 Esfuerzo máximo posible de cortante aplicado. **115.63** Tn/m²

TERCER EJEMPLO

OBRA EJEMPLO 3
fc= 210

DATOS DE LA COLUMNA (RECRECIDA)



a= 0.25 m
b= 0.25 m

Carga vertical aportada por placa

Wm	30 tn
Wv	8 tn
W serv	38 tn
W fact (1.2Wm+1.6Wv)	48.8 tn
Condicion	Homogenea

INFORMACION PLACA

ht=	0.4 m
Rec=	0.05 m
d=	0.35 m

Momento resistente máximo de la columna para punzonamiento

SECCIÓN

En éste caso la columna tiene sección transversal de 25x25 y tiene 4 varillas #5 de refuerzo como se observa en el gráfico.

Figura 51. Sección

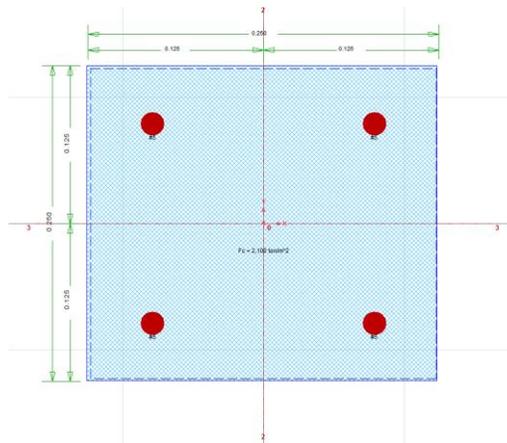


DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Se obtuvo el diagrama de interacción de la columna para observar cual es la carga axial a la cual se presenta la mayor resistencia de momento, para nuestro caso resulto ser de 24 ton.

Gráfico 8. Interacción

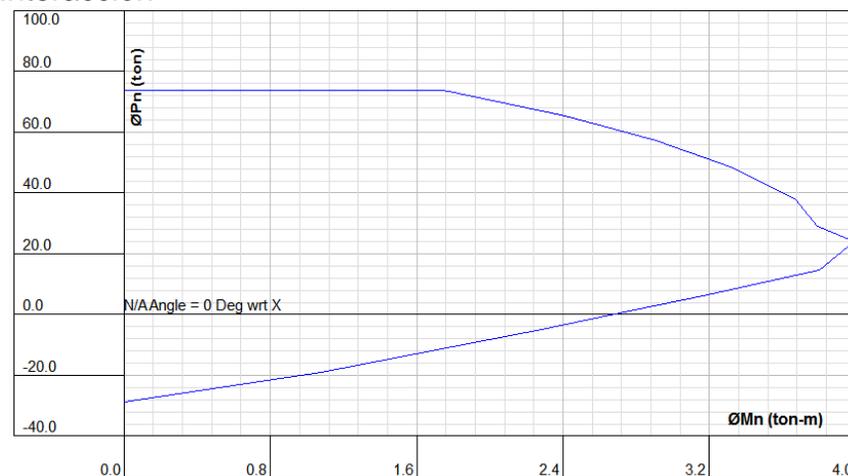
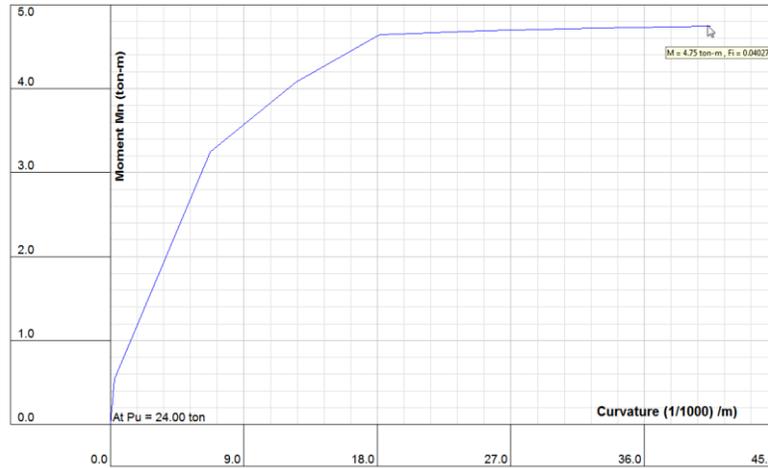


DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

Con el diagrama momento curvatura, revisamos el mayor momento que puede soportar la columna en su estado plástico y bajo la carga axial más relevante.

Gráfico 9. Momento curvatura



El momento máximo que soporta la columna es de 4.75 tn-m.

MOMENTOS DEL CAPITEL

Se observan los momentos plásticos en el capitel.

Tabla 9. Momentos en capitel

Vigas que llegan	Ancho	Ar ref sup	Ar ref inf	Mr	M plastico
Viga 1	0.15	1.27	1.27	1.72	1.92
Viga 2	0.2	1.98	1.98	2.68	2.98
Viga 3	0.15	1.27	1.27	1.72	1.92
Suma	0.5	4.52	4.52	6.12	6.82
TOTAL CAPITEL	1.6	4.52	4.52	6.26	6.95

La suma de los momentos plásticos de las vigas justo antes del capitel asciende a 6.82 t-m, dentro del capitel el momento plástico asciende a 6.95 t-m (es el mismo capitel del ejemplo 1).

Esfuerzos cortantes

Superficie estudiada			
	Lado falla capitel	0.6 m	
	Perimetro falla capitel	2.4 m	
	Area lado	0.21 m ²	
	Area total	0.84 m ²	
1 Esfuerzo cortante por carga			
	Cortante total	48.8 tn	
	Area resistente	0.84 m ²	
	Esfuerzo cortante	58.10 t/m ²	79.17%
2 Esfuerzo por punzonamiento			
	Momento columna	4.75 t-m	
	Distancia par momento	0.6 m	
	Area resistente	0.84 m ²	
	Factor	1.2	
	Esfuerzo Va2	11.31 t/m ²	15.41%
3 Esfuerzo máximo sismo			
	Momento capitel a	6.95	6.12 t-m
	Momento capitel b	6.95	6.12 t-m
	Longitud entre capiteles	6	4.4 m
	Va	2.32	2.78
	Area resistente	0.84	0.84
	Factor	1.20	1.20
	Esfuerzo Va3	3.31	3.97 5.42%
4 Esfuerzo máximo posible de cortante aplicado. 73.38 Tn/m ²			

NOTA: Para éste caso el esfuerzo máximo de cortante está por debajo de la resistencia del concreto con lo cual no sería necesario reforzar el capitel.

7. ASPECTOS PARA TENER EN CUENTA EN EL REFORZAMIENTO DE EDIFICACIONES EXISTENTES

7.1 MEDIDAS A TOMAR SOBRE LA ESTRUCTURA

Se debe asegurar de reducir la posibilidad de falla frágil, para lo cual es necesario cambiar las condiciones de deformación del sistema y las capacidades de los elementos.

En términos de la norma se debe asegurar que el sistema se comporte como un sistema losa-columna y se comporte como un sistema de placa armada en dos direcciones, ya sea aporticado, combinado o mixto según la configuración geométrica de la edificación.

7.1.1 Manejo de la deriva. Evidentemente el problema del punzonamiento y del exceso de esfuerzos en el capitel se ve incrementado por el nivel de deriva de la edificación, la reducción de la deriva favorecerá substancialmente la interacción capitel-columna, para tener una idea del orden de magnitud del límite al cual la interacción puede ser dañina ejecutaremos un ejemplo práctico.

7.1.2 Capitel anti punzonamiento. El problema del capitel típico radica en que el flujo de esfuerzos de cortante se trasmite bruscamente a la columna, el esfuerzo de cortante se convierte de buenas a primeras en un esfuerzo axial, tal como habíamos indicado la resistencia axial de un concreto puede ser alrededor de 30 veces la resistencia a compresión, los esfuerzos no se transmiten de manera homogénea, la solución ha estado con nosotros y se trata de convertir el capitel plano en un capitel cónico o tetraédrico según sea la columna, que permita que la trayectoria de los esfuerzos sea más adecuada, realmente la solución del problema del reticular celular consiste en ése pequeño detalle constructivo.

Las razones por las cuales no se usa éste capitel pueden ser varias: una es que por alguna razón la literatura tiende a mostrar los capiteles planos en las estructuras reticulares y los cónicos en las placas macizas, otra es que la construcción del capitel cónico exige un esfuerzo adicional en construcción pues obligaría a una formaleta costosa ó a fundir la columna hasta antes del capitel y luego el capitel cónico, esto sin mencionar que la formaleta de capitel es especial pues es diferente para cada dimensión de columna, sucede muy comúnmente que los ingenieros somos más calculistas que diseñadores pues en el proceso de diseño de un proyecto se tiende a respetar los requerimientos arquitectónicos incluso en la configuración estructural y muchas veces nos limitamos a asignar aceros a secciones estructurales determinadas sin hacer aportes o sin que éstos sean tenidos en cuenta, y aunque a la mayoría termina gustándole la estética del capitel prácticamente ningún arquitecto lo proyecta en los edificios.

Figura 52. Capitel anti punzonamiento

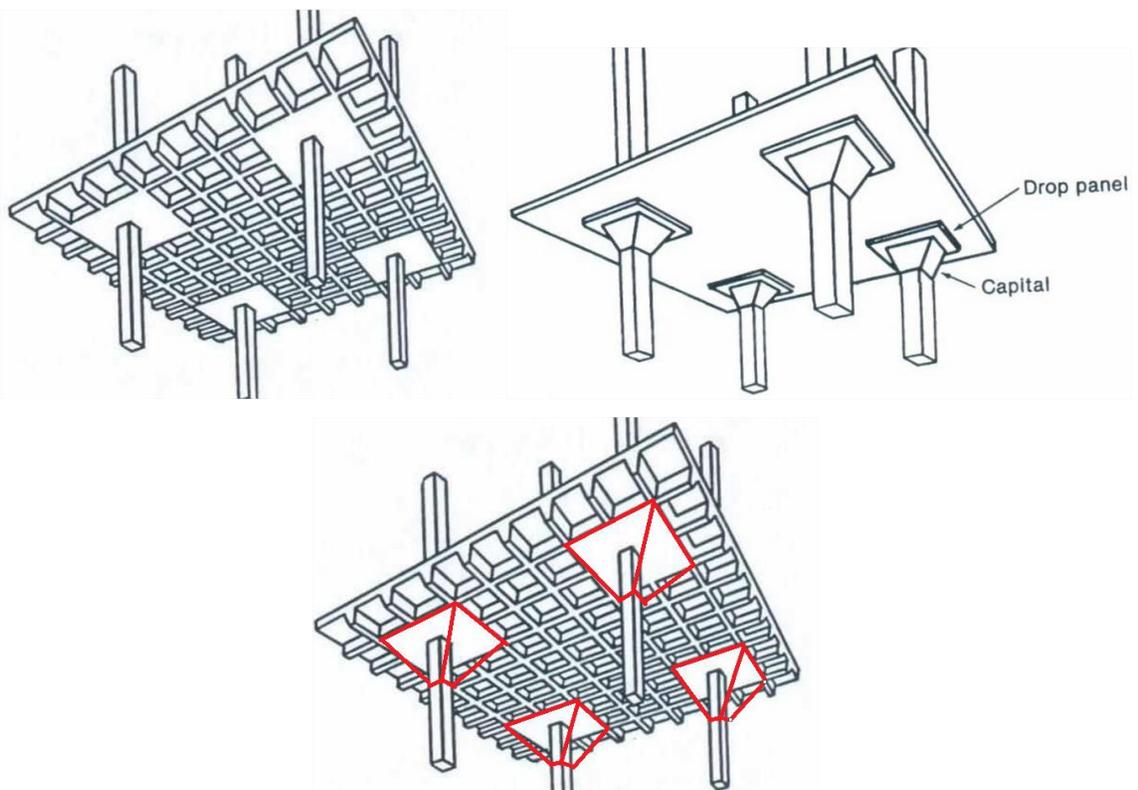


Figura 53. Vista de un parqueadero en Australia, sistema reticular con capiteles tetraédricos



El capitel tetraédrico es un poco dispendioso de modelar en el software, sin embargo el análisis de esfuerzos puede ser confiable y fácilmente ejecutable mediante un chequeo del tipo puntal-tensor.

7.1.2.1 Modelamiento puntal-tensor del capitel tetraédrico. El modelado tipo puntal tensor (ó modelado de bielas) es utilizado desde prácticamente los comienzos de la teoría del hormigón, es un método muy utilizado y sencillo al punto que no ha sido destronado por las aplicaciones modernas, de hecho es tan aceptado que las normas modernas lo mencionan como alternativas fiables de cálculo, el Nsr-10 tiene el apéndice C-A dedicado a éste método.

El método tiene su fundamento en la teoría de la plasticidad, en general esta teoría supone que el material tiene un comportamiento rígido plástico, es decir no se deforma hasta que llega a una tensión (tensión de fluencia) a partir de la cual se deforma sin incremento de la tensión.

Igualmente guarda relación con dos principios:

Principio de Saint Venant (1797-1886). A cierta distancia de la sección donde actúa un sistema de fuerzas, la distribución de tensiones es prácticamente

independiente de la distribución del sistema de fuerzas, siempre que su resultante y el momento resultante sean iguales.

Principio de Santiago Bernoulli (1654 – 1705). Se refiere a que las secciones transversales de una barra que se deforma por flexión permanecen planas y normales a las fibras deformadas. Las secciones planas sometidas a flexión, se mantienen planas durante la deformación.

Basado en el proyecto final de carrera de Arquitectura técnica denominado HERRAMIENTA DE CÁLCULO POR EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES del autor Lorente Moleón, Sandokan, Escola Politècnica Superior d'edificació de Barcelona.

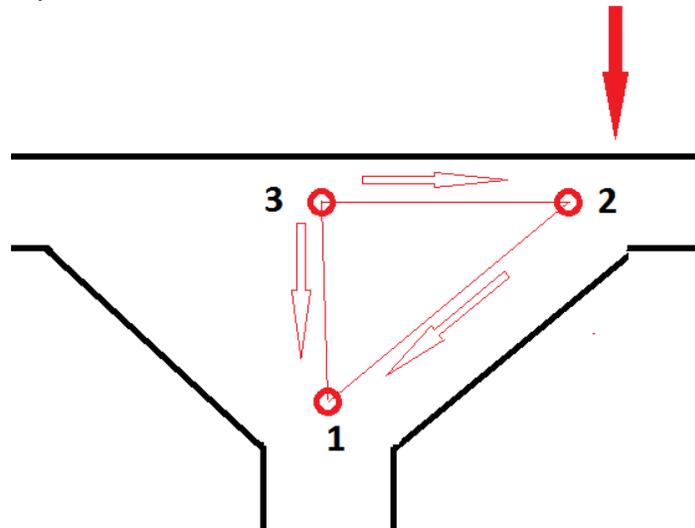
El método permite idealizar una estructura como un sistema de barras (similar a una cercha), su uso es altamente práctico y de naturaleza coherente, además que se acomoda muy bien al problema que se analiza. Está muy bien revisado sobre todo para los temas de ménsulas, de hecho el capitel tetraédrico para nuestro efecto se puede considerar como una ménsula, esto debido a que al final de cuentas los esfuerzos que capta el capitel en la parte superior terminan llegando a la columna en un área similar a ella, y el análisis se hace para una carga vertical entonces lo estudiado en los capiteles es completamente aplicable.

Condiciones particulares

El ángulo de la ménsula debe ser mayor de 25 grados. Se define que una botella es un forma de biela de compresión que se ensancha o reduce lateralmente (correspondiente a un lado del capitel tetraédrico), se recomienda que el grado de ensanchamiento sea al menos la mitad de la altura que recorre, en éste orden de ideas, el lado de la parte superior del capitel no deber ser mayor que el lado de la columna más la altura completa del capitel junto con la placa existente.

El modelo puntal tensor es una simple descomposición de fuerzas en vectores, para efectos prácticos se puede revisar los vectores paralelo a la superficie del capitel (1-2) y el vector tensión que se presenta en la parte superior del capitel (3-2).

Figura 54. Modelo puntal tensor



7.1.2.2 Modelamiento del sistema puntal tensor. A manera de ejemplo se muestran los modelos del sistema puntal tensor que se aplicaron para los ejemplos realizados en los capítulos anteriores, sobre los modelos se indica lo siguiente:

En el ejemplo 1, no se requería la ejecución de un capitel tetraédrico, sin embargo se diseñó por ejercicio académico. Se está tomando el 100% de la carga de cortante para que la tome el capitel (como si la placa no tuviera resistencia al corte), esto es discutible pues como se ha observado el método tiende a considerar las condiciones más críticas de carga y que los concreto de los edificios existentes no tienen capacidad, sin embargo desde el punto de vista de la seguridad y el desconocimiento real de las condiciones de los edificios existentes no es una posición exagerada.

PUNTALE TENSOR PARA CAPITEL TETRAEDRO		OBRA	EJEMPLO 1
Esfuerzo máximo posible de cortante aplicad	174.28 Tn/m ²		
Area resistente	0.4 m ²		
Fuerza cortante	69.71 Tn		
Dimensiones del tetraedro		Max lado A'	1.18
Base paralela a	1.10 m	Max lado B'	1.18
Base paralela b	1.10 m	Centro de placa a final capitel	
Altura 31	0.75 m		
Distancia 32	0.55 m		
Distancia 12	0.93 m		
Angulo 2	0.94 Rad		
Angulo 2	53.75 gr	Debe ser mayor de 25° C-A2.5	
F 1-2 (COMPRESION)	86.45 tn		
F 2-3 (TENSION)	51.12 tn		
Resistencia del puntal a compresión			
β=	0.75		
fce=	133.88 Kg/Cm ²		
Lado puntal	0.30 mt	Ancho final de la columna	
Ancho puntal	0.1 mt	Según recrecimiento de la columna	
F axial tomada	40.2 Tn	F tomada por el concreto en F1-2	
Area de refuerzo requerida			
En zona F 1-2	12.25 cm ²	Compresión (diagonal en capitel)	
En zona F 2-3	13.52 cm ²	Tensión (adicionar a vigas y placa)	

PUNTAL TENSOR PARA CAPITEL TETRAEDRO	OBRA	EJEMPLO 2
--------------------------------------	------	-----------

Esfuerzo máximo posible de cortante aplicado.	115.63 Tn/m ²	
Area resistente	0.5 m ²	
Fuerza cortante	57.82 Tn	
Dimensiones del tetraedro		
Base paralela a	1.10 m	Max lado A' 1.15
Base paralela b	1.10 m	Max lado B' 1.15
Altura 31	0.75 m	Centro de placa a final capitel
Distancia 32	0.55 m	
Distancia 12	0.93 m	
Angulo 2	0.94 Rad	
Angulo 2	53.75 gr	Debe ser mayor de 25° C-A2.5
F 1-2 (COMPRESION)	71.70 tn	
F 2-3 (TENSION)	42.40 tn	
Resistencia del puntal a compresión		
β=	0.75	
fce=	133.88 Kg/Cm2	
Lado puntal	0.25 mt	Ancho final de la columna
Ancho puntal	0.1 mt	Según recrecimiento de la columna
F axial tomada	33.5 Tn	F tomada por el concreto en F1-2
Area de refuerzo requerida		
En zona F 1-2	10.11 cm2	Compresión (diagonal en capitel)
En zona F 2-3	11.22 cm2	Tensión (adicionar a vigas y placa)

PUNTAL TENSOR PARA CAPITEL TETRAEDRO		OBRA	EJEMPLO 3
Esfuerzo máximo posible de cortante aplicado.	73.38 Tn/m ²		
Area resistente	0.84 m ²		
Fuerza cortante	61.64 Tn		
Dimensiones del tetraedro		Max lado A´	1.20
Base paralela a	1.10 m	Max lado B´	1.20
Base paralela b	1.10 m	Centro de placa a final capitel	
Altura 31	0.75 m		
Distancia 32	0.55 m		
Distancia 12	0.93 m		
Angulo 2	0.94 Rad		
Angulo 2	53.75 gr	Debe ser mayor de 25° C-A2.5	
F 1-2 (COMPRESION)	76.44 tn		
F 2-3 (TENSION)	45.20 tn		
Resistencia del puntal a compresión			
β=	0.75		
fce=	133.88 Kg/Cm2		
Lado puntal	0.25 mt	Ancho final de la columna	
Ancho puntal	0.1 mt	Según recrecimiento de la columna	
F axial tomada	33.5 Tn	F tomada por el concreto en F1-2	
Area de refuerzo requerida			
En zona F 1-2	11.37 cm2	Compresión (diagonal en capitel)	
En zona F 2-3	11.96 cm2	Tensión (adicionar a vigas y placa)	

7.1.2.3 Detalle constructivo del reforzamiento. Evidentemente el reforzamiento de una edificación se debe dar de manera integral, al ejecutar éste trabajo aparte de la inclusión de elementos para control de derivas, se requiere asegurar el tema de la viga débil columna fuerte conjuntamente con el problema de punzonamiento de los capiteles planos.

Convertir un capitel plano en uno tetraédrico o cónico requiere de un buen detallado y una revisión geométrica completa, en éste aparte se observará una propuesta al respecto que ha sido exitosa en la implementación de éstos elementos estructurales.

MATERIALES

El encamisado de columnas y el capitel se recomienda hacerlo en concreto reforzado, no se contempla la posibilidad de reforzamiento en fibras de algún tipo pues se requiere de la inercia recrecida del concreto para su buen funcionamiento, es deseable que el concreto sea fluido con un slump mayor de 8" tenga un módulo de elasticidad similar al existente y que se creen las condiciones para que se garantice el pegue con el concreto existente, igualmente es deseable que el capitel tetraédrico no se separe de la placa del capitel existente por lo cual se recomienda el uso de concreto de baja retracción, en la columna esto es discutible pues la retracción de fraguado produce un encamisado más confiable.

Es normal para este tipo de concretos especiales asegurar que el TMA sea menor de 3/8" o incluso hacer los recrecimientos con grout y es recomendable hacer pruebas con especímenes similares antes de ejecutar en obra pues de no hacerse es probable que aparezcan hormigueros en el reforzamiento, si el concreto es autonivelante no hace falta vibrarlo, sin embargo si por temas de su percolado se debe hacer se debe tener cuidado de no excederse en vibrarlo.

TRABAJOS PREVIOS

En la estructura existente se requiere hacer unos descacilmientos, cortes y núcleos por diferentes razones, es importante que éstas superficies queden rugosas para que tengan un perfil de anclaje que facilite la adherencia de los concretos nuevos y viejo, en caso de requerirse abrir huecos con sacanúcleos es importante tratar el hueco con elementos que rallen su superficie.

Antes de fundir cualquier elemento se debe asegurar que las superficies estén libres de elementos suelos, de mugre o polvo, de grasa o cualquier elemento extraño y preferiblemente con un grado de saturación de agua denominado saturado superficie seca, en caso de utilizar algún producto adherente se deben seguir las recomendaciones del fabricante.

Es importante anotar que es recomendable que los trabajos de reforzamiento se ejecuten en el punto en el cual la estructura que está sobre el elemento (la que está soportando la columna) esté en el mínimo porcentaje de carga posible, además de que se encuentre apuntalada con restricciones laterales y verticales durante todos los procesos de ejecución de los trabajos previos.

ELEMENTO INICIAL

Previo a los trabajos, deben estar realizadas todas las demoliciones de los pisos superiores y de la placa involucrada, debe estar retirado todo el escombros y cualquier elemento de carga y la placa involucrada debidamente apuntalada y por supuesto las cimentaciones y elementos pisos abajo ya reforzados.

Figura 55. Vista Superior

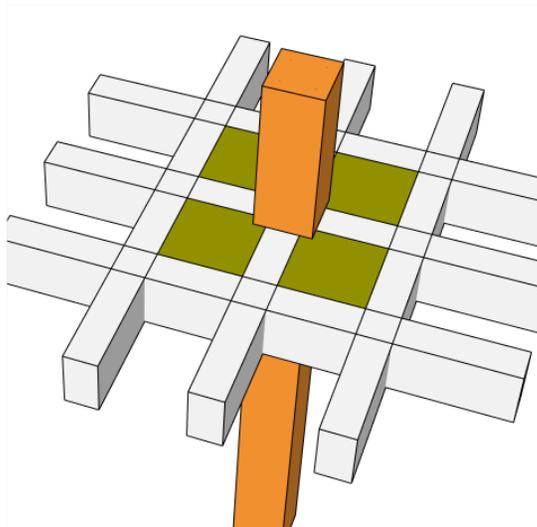
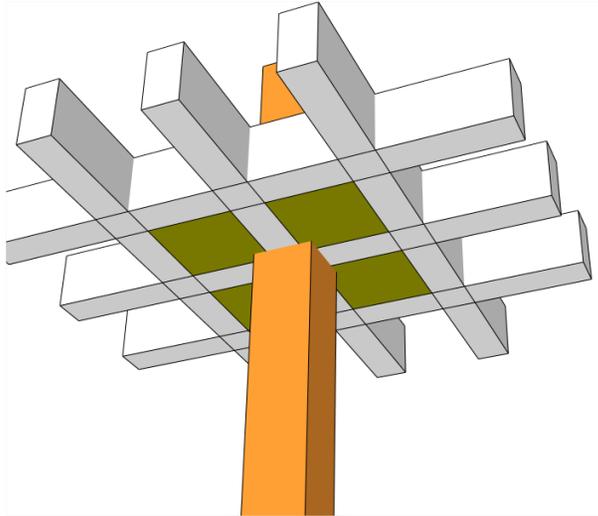


Figura 56. Vista Inferior



DESCACILAR

En la superficie superior e inferior se descacilan las cajas al ancho de las secciones recreadas.

Figura 57. Vista Superior

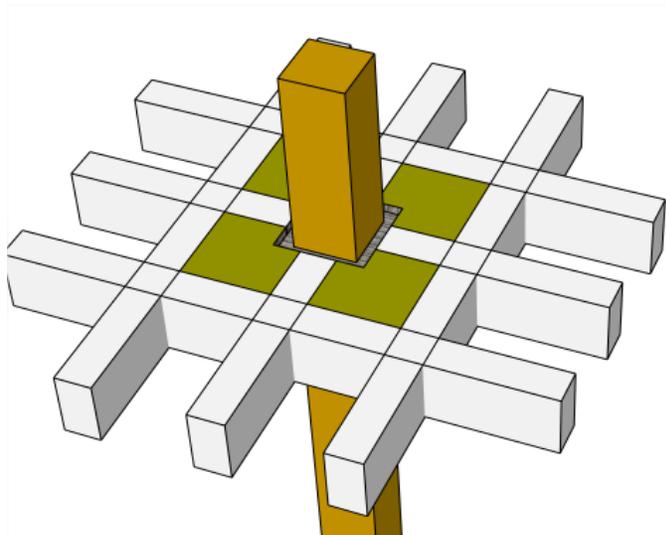
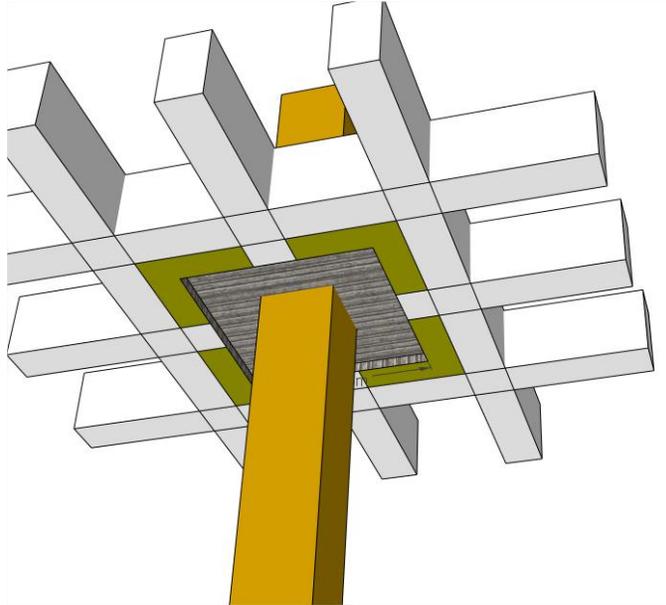


Figura 58. Vista Inferior



ABRIR HUECOS

Se abren los huecos necesarios para el paso de los aceros de refuerzo de la columna y del capitel, igualmente para el vaciado del concreto, se recomienda que los refuerzos máximos de la columna estén en las esquinas para evitar dañar el refuerzo de las viguetas existentes, los huecos para vaciado se recomiendan que tengan al menos 4", los agujeros deben quedar rugosos.

Este caso contempla los cuatro agujeros extremos de 4" por donde se vacía el concreto y al mismo tiempo sirven para anclaje de varilla, llevan detalle de canal para el gancho de la misma, los agujeros que se abran no deben romper varillas de refuerzo existente, para esto es recomendable descacilar previo a cualquier agujero, utilizar un equipo detector de refuerzo y que el personal que ejecute las perforaciones tenga la experiencia para detectar cuando el taladro esté desbastando una varilla.

En éste punto también se descacila la totalidad de la columna como se ve en el gráfico.

Figura 59. Vista Superior

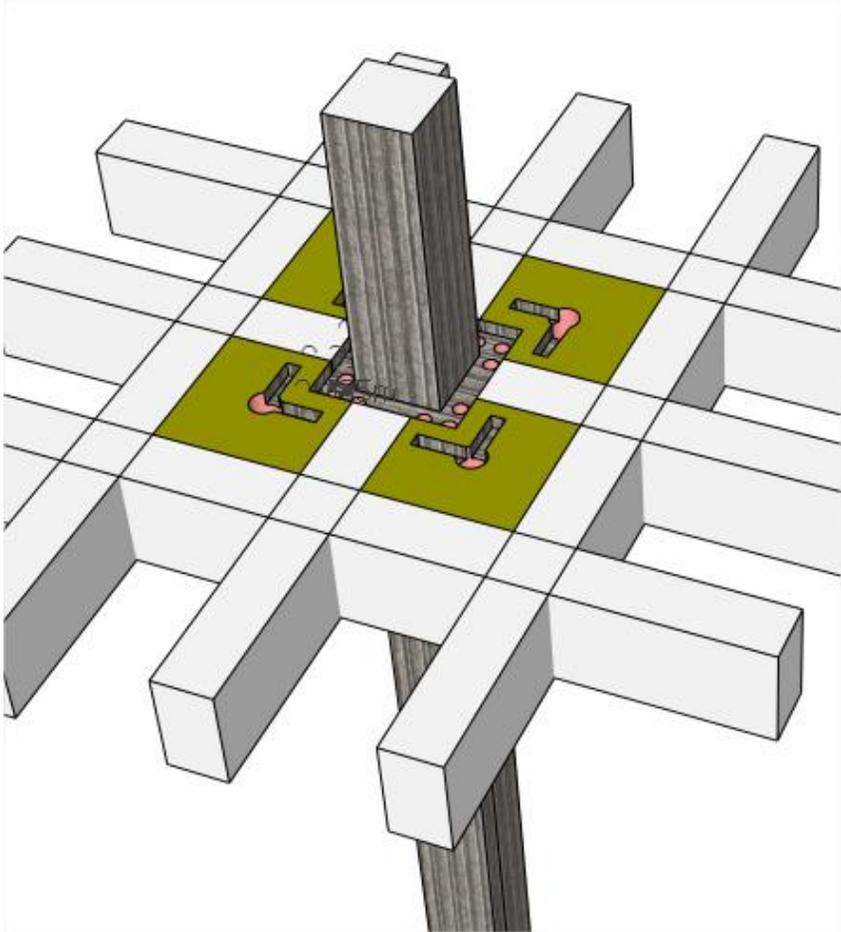
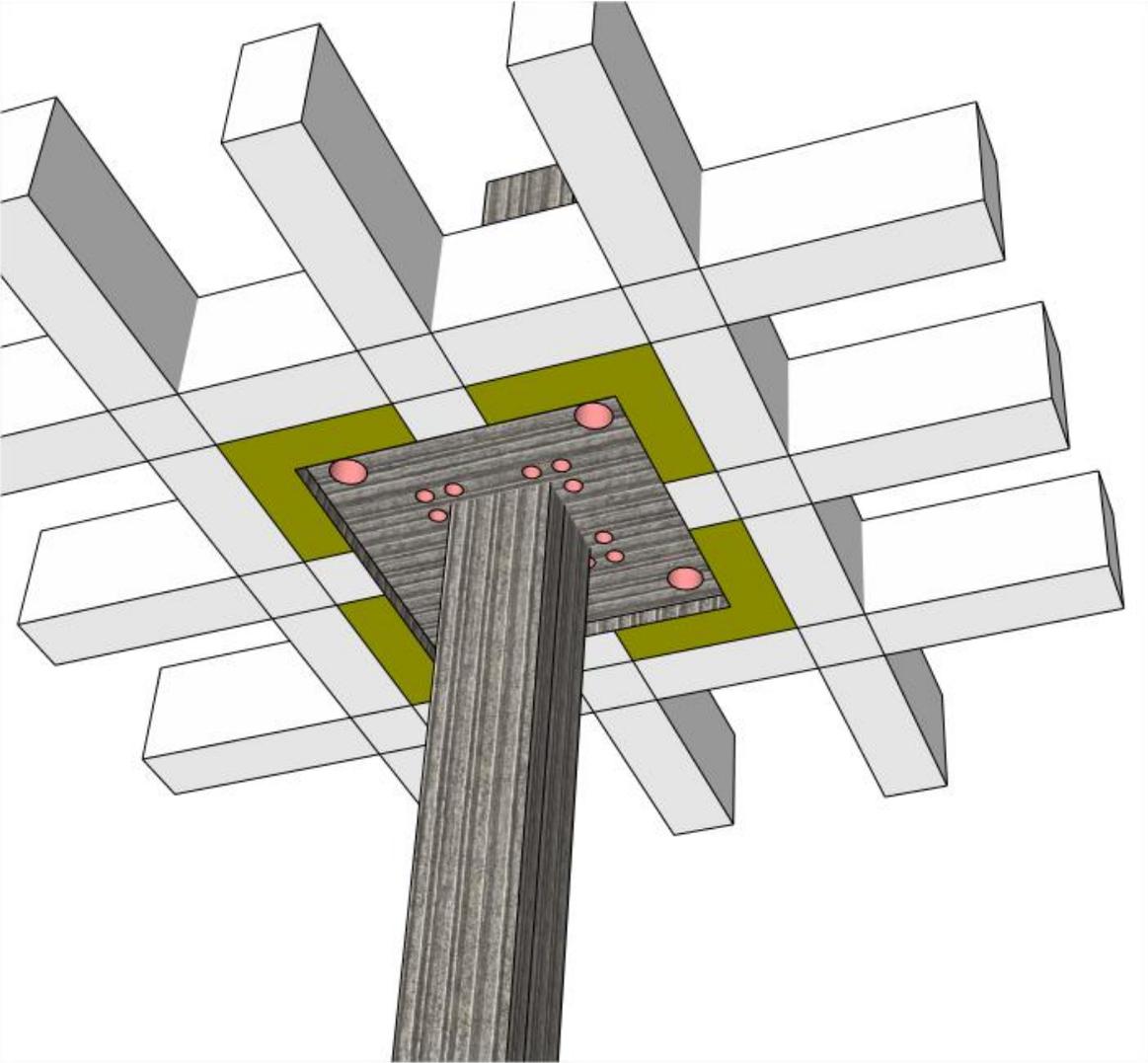


Figura 60. Vista Inferior



COLOCACIÓN DE REFUERZO

El refuerzo longitudinal pasará derecho por la columna, los flejes de la columna deberán ser seccionados para poder colocarlos, en la parte inferior de la columna se pueden colocar unos anclajes horizontales a manera de pasadores de cortante que servirán para transmitir los esfuerzos del capitel a la columna.

Figura 61. Vista Superior

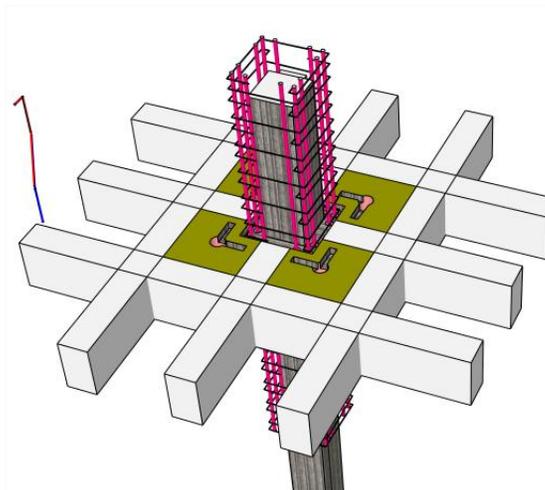
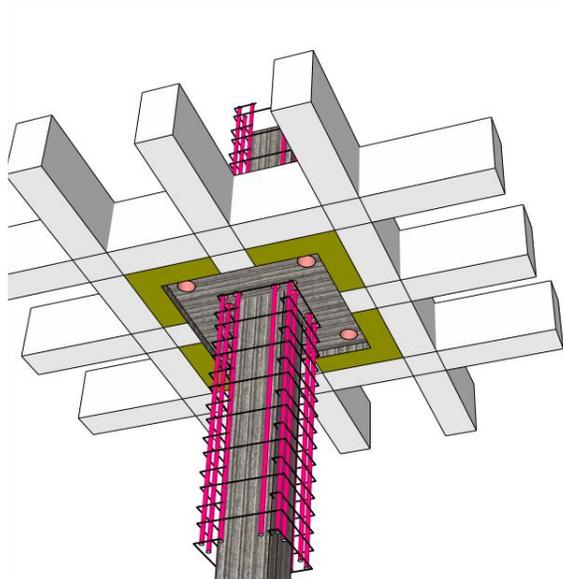


Figura 62. Vista Inferior



REFUERZO ESPECIAL MENSULA

La forma de los refuerzos de la ménsula son especiales, es recomendable para efectos constructivos que el refuerzo no sea un solo elemento sino se traslape en la sección central, la dirección del refuerzo es paralela a la cara del capitel coherente con la línea de flujo de esfuerzos.

La forma de la ménsula se deberá complementar con estribos que la rodeen a manera de canastilla (que no se muestra en el gráfico para evitar saturación).

Figura 63. Vista Superior

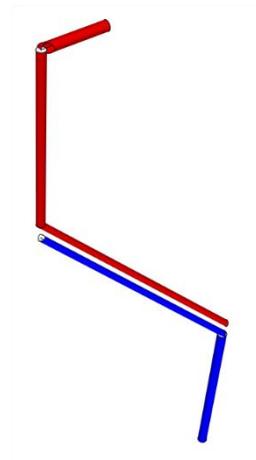
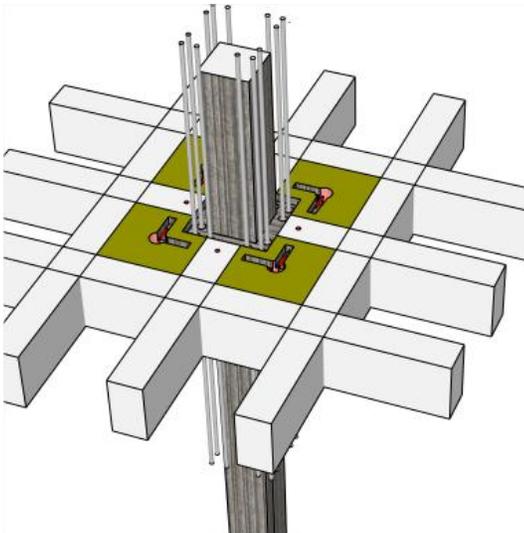
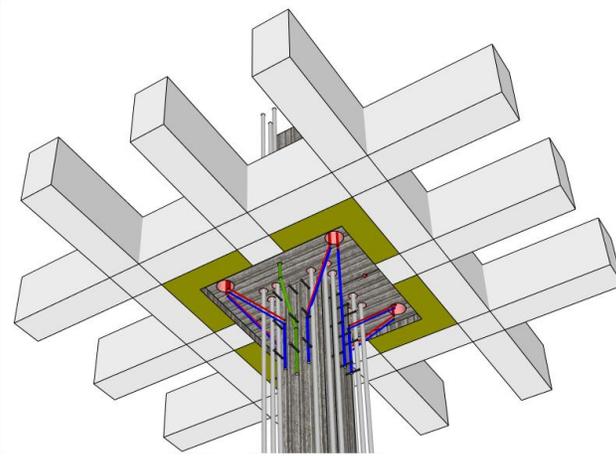


Figura 64. Vista Inferior



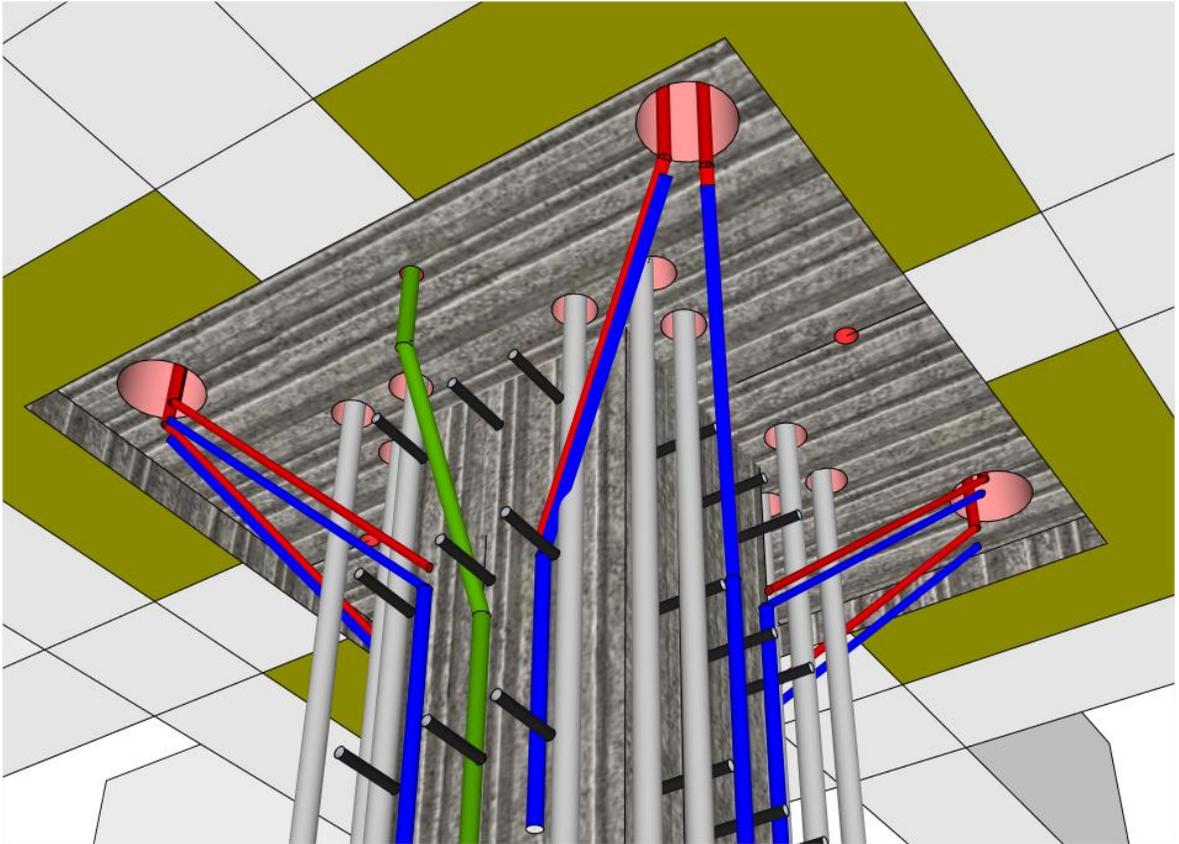
DETALLE REFUERZOS

Obsérvese el detallado propuesto para garantizar la transferencia de los esfuerzos de la placa plana a la columna, no se muestran los flejes que rodean la canastilla del capitel pero si unos transmisores de cortante colocados en la columna.

Antes de fundir es recomendable revisar la placa plana (capitel existente), en caso de descubrir grietas o fallas es preferible demoler el sector para hacer una reparación integral.

El refuerzo vertical se puede integrar también con refuerzo anclado a la placa o la viga como se observa el de color verde, el anclaje químico colocado hacia arriba normalmente no queda bien con lo cual se recomienda hacer un excelente control de calidad y si es posible perforar desde la superficie.

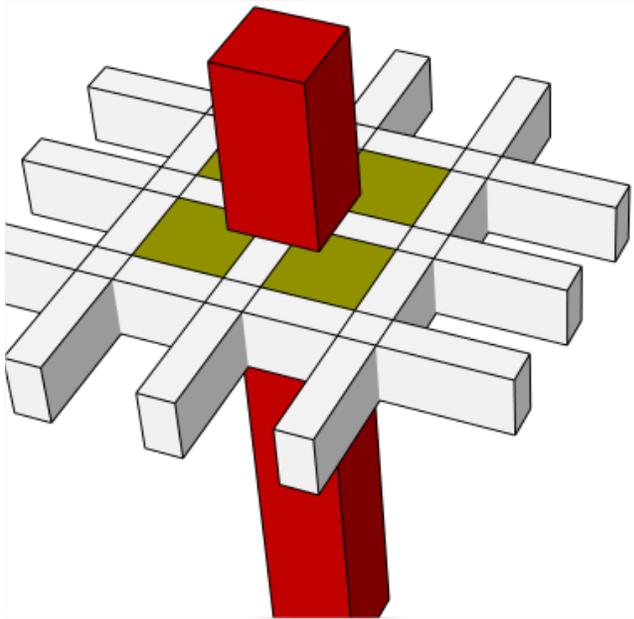
Figura 65. Refuerzo vertical



RESULTADO FINAL

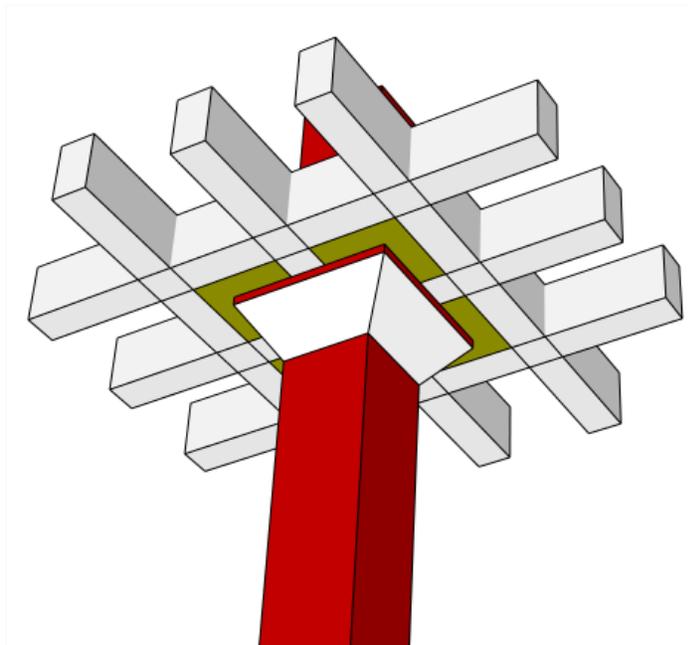
Se recomienda fundir monólicamente el elemento con la columna, sin embargo por complicaciones constructivas se puede optar por fundir inicialmente la columna y luego el sector del capitel, se debe asegurar una excelente adherencia entre todos los elementos.

Figura 66. Vista Superior



Un pequeño e importante detalle es que el capitel llegue vertical a la placa plana (ver sobre la cara blanca una franja roja).

Figura 67. Vista Inferior



POSTERIOR A LA FUNDIDA

Es importante un excelente curado del concreto, se requiere hacer pruebas con ultrasonido para asegurar la integridad del elemento columna, del elemento capitel y de la unión entre estos dos.

La estructura superior se deberá cargar cuando los elementos tengan el fraguado final, por esto la construcción de muros divisorios, pisos y demás elementos constitutivos de la obra así como el amoblamiento del mismo se debe hacer solo cuando se asegure que los elementos estén debidamente fraguados.

7.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS EDIFICACIONES EXISTENTES TIPO RETICULAR CELULADO

Hay que tener en cuenta que los edificios con éste sistema son construidos principalmente entre los años 50's y 80's, en los cuales muchos de los criterios y paradigmas que se manejan hoy en día respecto de las construcciones no estaban vigentes, este es un tema importante pues es común que los ingenieros durante las inspecciones asuman muchas cosas de la estructura que parecen coherentes pero que para la época no lo eran.

Por esto se hace un compendio de situaciones que se presentan con bastante facilidad en la inspección de éste tipo de edificios, sin antes mencionar que no todas las circunstancias se encuentran descritas en ésta lista por lo cual el ingeniero inspector debe actuar con especial cuidado de no suponer o asumir cosas sobre la estructura que parezcan lógicas y además aprender a no confiar en lo que se observa a simple vista sino siempre mantener una visión crítica sobre la estructura.

Las circunstancias comunes que se presentan y son difíciles de identificar son:

- La sección de las columnas pudo haber sido crecida varias veces con friso o buitrones.
- Pueden existir columnas con 15 cm de lado.
- El acero de refuerzo de elementos de concreto reforzado posiblemente sea $f_y=2400$ o tenga alguna especificación desconocida, es necesario sacar muestras y ensayar.
- El acero de la época tiene composición diferente al actual por lo cual es necesario corregir los datos de pachómetros o equipos detectores de refuerzo.
- Los cimientos posiblemente no estén amarrados entre ellos.
- Es probable que la cimentación esté sobre rocas encajadas sin mortero.
- Es normal que las zapatas estén todas a diferentes profundidades.
- En terrenos rocosos se cimentaban las columnas directamente en las rocas.
- El recubrimiento del refuerzo probablemente sea muy bajo, revisar muy especialmente en las secciones bajo tierra.
- Probablemente la placa haya sido frisada en varias oportunidades y tenga cielo raso nuevo.
- Las grietas de los elementos estructurales han sido maquilladas y ocultadas.
- El edificio lleva 20 años funcionando, evidentemente ha pasado la mejor prueba de laboratorio posible que es su uso por lo cual no se esperan problemas ante cargas de servicio, esto no aplica a cargas sísmicas.
- Normalmente las secciones no tienen un detallado conveniente respecto del refuerzo de cortante ni de la localización de los traslapos.
- Es probable que las columnas tengan cambios de sección bruscos y/o el acero esté perreado.
- Posiblemente las viguetas o las placas macizas no tengan refuerzo superior en los centros de luz.
- El soporte de una placa puede ser un muro de mampostería sin refuerzo.
- La impermeabilización de la placa puede tener muchas capas de varios materiales y tener pesos del orden de 800 kg/m^2 y espesores hasta 30 cms.

- Los muros divisorios pueden pesar en un orden de 700 kg/m², pueden ser macizos y con grandes espesores de friso.
- Los muros de cortante (si existen) seguramente adolezcan de elementos de borde.
- El concreto puede tener resistencias entre 120 Kg/cm² hasta 500 Kg/cm².
- Es necesarios chequear el frente de carbonatación del concreto.
- Es necesario revisar la corrosión del refuerzo.
- Es probable que el capitel esté reforzado.
- Es necesario hacer replanteo topográfico para identificar posibles sectores, habitaciones ó buitrones que hayan sido sellados en años anteriores.
- Muchos muros divisorios parecen cargueros, se han sellado ventanas.
- Hay edificaciones con varios sistemas estructurales adosadas.
- Las columnas hay que verificarlas desde su inicio, hay cuales nacen en muros ó en vigas.
- Normalmente no se conseguirán enchapes de piso ni elementos constructivos fabricados similares a los de la edificación.

7.3 INSPECCIÓN FÍSICA DEL SISTEMA EXISTENTE

Es importante que la inspección física del edificio que se va a reforzar proporcione información importante sobre la edificación que se va a reforzar.

Las metodologías y minucias del tema no forman parte del presente proyecto, sin embargo, es importante mencionar algunos aspectos importantes a tener en cuenta que se describen a continuación.

La investigación sobre el edificio a reforzar debe iniciar con una búsqueda de la información de la construcción, planos, fotos, actas o al menos historias y recuerdos de quienes participaron en ella son absolutamente relevante a la hora de conocer el

edificio en su estructura y las circunstancias que ha soportado. Sin duda, información derivada de un levantamiento topográfico es prioritaria para empezar a conocer la edificación, a partir de ésta se pueden hacer estimaciones de cómo está armada la edificación antes de hacer la visita en la obra.

La información de asentamientos, grietas y deformaciones no será exacta pues seguramente durante la vida de la edificación se habrá maquillado todos estos aspectos. La inspección de la placa y de la zona de capitel debe ser detallada, es necesario localizar el refuerzo superior en la zona aladaña para conocer la geometría de localización de vigas y si es posible retirar el enchape de piso aladaño a la columna y demoler hasta estar seguro de los refuerzos, la geometría del capitel y poder hacer pruebas al concreto.

Es importante revisar la presencia de agrietamientos en la zona aladaña al capitel, sobre la placa, si existen problemas de cortante en la zona debe haber una evidente falla que aparece luego de remover los elementos del piso y de la cubierta por debajo, en caso de que exista éste tipo de falla es importante apuntalar placa y recomendar que no se use hasta tanto no se logre un reforzamiento efectivo. Esta situación será poco usual puesto que una placa fallada por cortante es muy probable que haya colapsado, sin embargo es necesario ejecutar ésta revisión.

7.4 CONTROLES Y RECOMENDACIONES PARA LA OBRA

7.4.1 Controles geométricos. Es importante hacer un levantamiento completo de la edificación, verificando el alineamiento de los elementos tipo columna principalmente, en edificaciones antiguas es común que las columnas estén desalineadas y esto se debe corregir con el reforzamiento de la misma.

7.4.2 Excavaciones y construcción de cimentaciones. Es recomendable no empezar a amarrar vigas de cimiento (que normalmente hay que hacerlo en

edificaciones antiguas) antes de haber excavado el 100% de las excavaciones, al conocer los problemas geotécnicos y la profundidad de cimentación que puede ser diferencial se deben tomar medidas que permitan el amarre de la cimentación y su posible recrecimiento teniendo en cuenta éstos factores.

7.4.3 Desmantelamientos y demoliciones previas. Para los reforzamientos es recomendable haber ejecutado todos los desmantelamientos, demoliciones y en general la remoción de la mayor cantidad de carga posible antes de proceder a reforzar columnas y nudos, en caso de tener que hacer demoliciones de placas o sectores importantes de la obra es recomendable entarimar antes para mitigar el impacto de la caídas de materiales y además separar los elementos a demoler con un corte limpio con pulidora para evitar problemas de vibraciones.

7.4.4 Apuntalado. El apuntalado de la estructura es relevante en la ejecución de la obra, se debe ejecutar durante las demoliciones y luego volver a tensionar los paralelos telescópicos pues la reducción de carga puede hacer que se suelten, un buen apuntalado genera un efecto similar al de descarga de la estructura pues permite que los elementos trabajen con la menor carga posible y luego de estar reforzados tomen la mayor carga de servicio posible.

7.4.5 Descacilado. El descacilado se debe ejecutar preferiblemente con equipos neumáticos y debe llegar hasta desnudar los aceros de refuerzo existentes, debe asegurarse de remover todo el material suelto que quede y de que las superficies queden rugosas asegurando un correcto perfil de anclaje con el concreto que se aplicará.

7.4.6 Detallado del refuerzo. La colocación del refuerzo hay que controlarla muy bien en obra, muy seguramente los detalles del reforzamiento no tuvieron en cuenta muchos aspectos que se descubren durante la obra, es importante la presencia de

un ingeniero que revise y diseñe adecuadamente los anclajes de barras, las longitudes de desarrollo, los traslajos y la trayectoria de las mismas.

7.4.7 Formaleteado. El formaleteado se debe hacer pensando en la fundida de los elementos, durante el proceso de fundida se puede verter el concreto sobre la placa o por ventanas laterales, se debe asegurar que la formaleta no tenga movimiento durante la fundida para facilitar el pegue de los concretos y asegurar la integridad del elemento reforzado. El formaleteado debe asegurar que los refuerzos queden con la protección adecuada.

7.4.8 Pruebas antes de fundir columnas y capiteles. Asegurarse un correcto vertido del concreto depende de muchos factores, el grano de arena, la relación agua-cemento, el tipo, forma y tamaño de los agregados, el espacio para vaciar el concreto, el tiempo de espera y muchas otras variables que pueden surgir en obra, es importante hacer pruebas de fundidas en elementos similares a los que se pretenden recrecer para tomar las medidas necesarias antes de hacer las fundidas definitivas, en las obras que no se hace eso normalmente se termina arreglando los elementos recrecidos con friso lo cual no sirve de mucho estructuralmente hablando.

7.4.9 Fundida. La fundida se debe programar muy bien, hay que tener todas las variables controladas, el tiempo de fundida, la cantidad de concreto, el estado de vibradores, la cantidad de personal, el almacenamiento temporal del concreto, las vías de transporte, los cilindros de prueba y en general todos los elementos para evitar contratiempos y toma de decisiones equivocadas durante la fundida.

7.4.10 Fraguado. Durante los primeros 7 días de fundido y a partir de haber alcanzado el fraguado inicial el concreto debe permanecer húmedo, preferiblemente inundado, de igual manera debe evitarse que los elementos recién fundidos sean golpeados o maltratados hasta tanto no se puedan dar en servicio.

CONCLUSIONES

- Es necesario adelantar políticas y definir técnicamente el tratamiento de los edificios reticulares celulados existentes en el país.
- El sistema reticular celulado es conveniente ajustado a la normatividad actual, no se le está dando la relevancia que se merece.
- La placa reticular celulado es más competitiva que las placas armadas en una y dos direcciones, su comportamiento es mejor.
- La unión losa-columna es conveniente chequearla por el método del diseño por capacidad.
- El sistema de capitel anti-punzonamiento es fácilmente aplicable y permite reforzar el sistema reticular celulado a bajo costo y de manera segura.
- Las obras de reforzamiento deben tener una supervisión técnica y asesoría de experto en estructuras.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 421.1R-99. Shear reinforcement for slabs, ACI-ASCEE Committee 421, USA 1999.

ACI TECHNICAL PAPER Title no 105-s24, Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement, by Aurelio Muttoni.

ADOLFO, Fabián. Losas reticulares [en línea]. S.f. [citado 8 abr 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://adolfofabian.blogspot.com/2011/08/losas-nervadas-o-reticulares.html>>

ASOCEM. Enseñanzas Estructurales del Sismo de Chil [en línea]. S.f. [citado 9 abr 2015]. Disponible en Internet: <URL: http://www.asocem.org.pe/web/_actual_nac/Sismo_en_chile.pdf>

BAEZA BALAM, Julio César; VARGAS, Gabriel; y PÉREZ NAVARRETE, David. La peligrosidad de las mamparas elevadas (anuncios espectaculares) ante viento huracanado [en línea]. En: Ingeniería, vol. 8, núm. 3, septiembre-diciembre, 2004, pp. 47-57, Universidad Autónoma de Yucatán, Mérida, México. [Citado el 10 feb 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://www.redalyc.org/pdf/467/46780305.pdf>>

BROOKS, C.; and CHOUDHURY, A. Metallurgical Failure Analysis. Mc Graw Hill, 1993.

NSR 2010 Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombia 2010.

OSORIO, Rodrigo Iván y SIERRA, Gloria María. Construcciones en zonas geológicamente inestables: colapso de una vivienda en la Vía Medellín - Santa Elena [en línea]. En: Revista Universidad EAFIT, Vol. 44. No. 149. 2008. pp. 88-108 [citado el 10 feb 2015]. Disponible en Internet: <URL: <http://publicaciones.eafit.edu.co/index.php/revista-universidad-eafit/article/viewFile/162/161>>

ROCHEL, Roberto Awar. Análisis y diseño sísmico de edificios. 3 Edición. Fondo Editorial Universidad Eafit. Medellín-Colombia, 2006.

SOTO, E. Tesis de maestría en civil – estructuras. México: Universidad Autónoma de México, s.f.