

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

PATOLOGÍA DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO

TESIS

Presentada a la Junta Directiva de la
Facultad de Ingeniería

por:

EDGAR FRANCISCO PASTOR DE PAZ

Al conferírsele el Título de

INGENIERO CIVIL

Guatemala, junio de 1,997

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

77 (3700)

C.4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su Consideración mi trabajo de tesis titulado:

PATOLOGÍA DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 1 de septiembre de 1,996



Edgar Francisco Pastor de Paz.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA
MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Herbert René Miranda Barrios
VOCAL 1o.:	Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL 2o.:	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
VOCAL 3o.:	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL 4o.:	Br. Víctor Rafael Lobos Aldana
VOCAL 5o.:	Br. Wagner Gustavo López Cáceres
SECRETARIA:	Inga. Gilda Marina Castellanos de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN
GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Julio Ismael González Podszueck
EXAMINADOR:	Ing. Ronnie de Jesús Mayorga Licona
EXAMINADOR:	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
EXAMINADOR:	Ing. José Vicente Carranza Muñoz
SECRETARIO:	Ing. Francisco Javier González López

Guatemala,
abril 4 de 1997

Ingeniero:
Ricardo Augusto Ibarra Menéndez
Jefe del Departamento de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería USAC

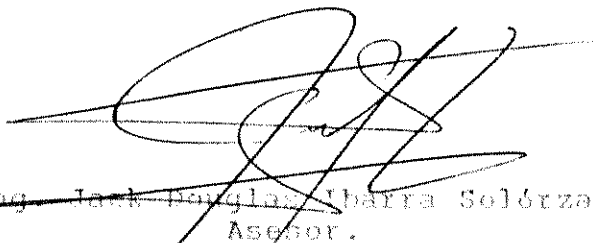
Estimado Ing. Ibarra:

De manera atenta envío a usted el trabajo de tesis elaborado por el señor: EDGAR FRANCISCO PASTOR DE PAZ titulado PATOLOGIA DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO

En mi calidad de asesor le informo que he revisado el mencionado trabajo y considero que cumple con los objetivos planteados, por lo que recomiendo su impresión.

Por lo tanto, el autor de esta tesis y yo, como su asesor, nos hacemos responsables por el contenido y conclusiones de la misma.

Atentamente:



Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Asesor.

jdis/file

Guatemala, mayo 13 de 1997

Ingeniero
Jack Douglas Ibarra,
Director de la Escuela
de Ingenieria Civil,
Facultad de Ingenieria,
U S A C.

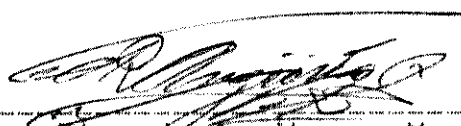
Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado PATOLOGIA DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO, elaborado por el estudiante universitario Edgar Francisco Pastor de Paz y asesorado por su persona.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la ingenieria civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,



Ing. Ricardo A. Ibarra M.
Coordinador Area de Estructuras

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Jack Douglas Ibarra y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ricardo Augusto Ibarra M., del trabajo de tesis del estudiante Edgar Francisco Pastor de Paz, titulado PATOLOGIA DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, junio de 1,997.

JDIS/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

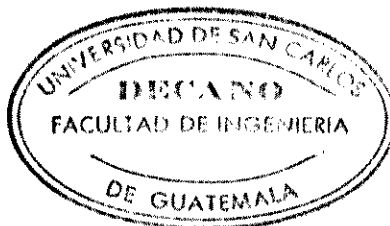
El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **PATOLOGIA DE LAS EDIFICACIONES EN CONCRETO ARMADO**, del estudiante Edgar Francisco Pastor de Paz, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO

Guatemala, junio de 1,997



/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS:

TODO PODEROSO POR HABERME PERMITIDO
LLEVAR A TÉRMINO MIS ESTUDIOS

SAN JUAN BOSCO

LA VIRGEN MARÍA AUXILIADORA

MIS PADRES:

LIC. EDGAR FRANCISCO PASTOR COJULUN
NORMA LIZETH DE PAZ PALACIOS

MIS HERMANOS:

JUAN ROBERTO
NORMA DEL ROSARIO

MIS ABUELITOS:

CON MUCHO CARINO

MIS TÍOS Y PRIMOS:

CON CARINO Y APRECIO

MI FAMILIA:

EN GENERAL

MIS COMPANEROS DE ESTUDIO

LA FACULTAD DE INGENIERÍA, USAC

I. ÍNDICE GENERAL

	Pág.
I. ÍNDICE.....	i
II. LISTADOS	
- DE TABLAS.....	iii
- DE FIGURAS Y ESQUEMAS.....	iii
III. HIPÓTESIS.....	vi
IV. INTRODUCCIÓN.....	vii
V. OBJETIVOS	
- GENERALES.....	viii
- ESPECÍFICOS.....	viii
VI. GLOSARIO.....	ix
CAPÍTULO 1. MARCO DE REFERENCIA Y ANTECEDENTES.....	1
1.1 Generalidades del agrietamiento.....	2
1.2 Antecedentes históricos de la patología.....	2
1.3 Antecedentes de investigaciones patológicas realizadas.....	3
1.4 Definición de falla.....	6
1.5 Porqué fallan las estructuras.....	6
1.6 Patología del concreto armado.....	7
1.7 Causas de las fallas en las edificaciones de concreto reforzado.....	8
1.8 Clasificación de los tipos de fisuras.....	8
1.9 Importancia de la patología estructural.....	10
1.10 Sintomatología.....	11
1.11 Factores decisivos en la terapéutica a emplear y la rapidez de acción.....	12
1.12 Investigación de falla.....	12
1.13 Estados límites de utilización en los tipos de fallas.....	16
1.14 Incertidumbre y seguridad estructural en el diseño para una probabilidad permisible de falla.....	16
1.15 Responsabilidad profesional.....	17
1.16 Microagrietamiento.....	19

CAPÍTULO 2 . TIPO DE FALLAS ESTRUCTURALES Y SUS REPARACIONES 29

2.1	Fallas por corte.....	30
2.1.1	En columnas.....	30
2.1.2	En vigas.....	37
2.1.3	En muros.....	46
2.2	Fallas por flexión.....	58
2.2.1	En vigas.....	62
2.2.2	En losas.....	68
2.2.3	En columnas.....	71
2.3	Fallas por tensión.....	84
2.4	Fallas por compresión.....	91
2.5	Fallas por torsión.....	97
2.5.1	En vigas.....	97
2.5.2	En columnas.....	97
2.6	Fallas por temperatura.....	102
2.7	Fallas por fraguado.....	118
2.8	Fallas debidas a asentamientos diferenciales.....	121
2.9	Fallas debidas a ductos.....	133
2.10	Fallas en juntas de elementos prefabricados.....	137
VII.	CONCLUSIONES.....	xii
VIII.	RECOMENDACIONES.....	xiv
IX.	REFERENCIAS.....	xv
X	BIBLIOGRAFÍA.....	xvi
XI.	ANEXO. INFORMACIÓN SOBRE PRODUCTOS EPOXICOS.	

II. LISTADO DE TABLAS

No.	Descripción	Pág.
MARCO DE REFERENCIA Y ANTECEDENTES		
1	Ancho permisible del agrietamiento según la naturaleza de exposición.....	23
2	Ancho permisible del agrietamiento según el ambiente que afecta a la estructura.....	23
3	Causas y efectos del agrietamiento en el concreto fresco.....	24
4	Causas y efectos del agrietamiento en el concreto endurecido.....	25
5	Distribución porcentual de causas que han producido destrucción parcial o total en las edificaciones.....	26
6	Algunas características de diversos tipos de grietas.....	27

LISTADO DE FIGURAS Y ESQUEMAS

No.	Descripción	Pág.
FALLA POR ESFUERZOS DE CORTE		
1	Fallas por esfuerzos de corte en marcos ligados a muros.....	48
2	Diagrama de fuerzas y momentos actuantes en la unión viga-columna	48
3	Diagrama detallado de las anteriores fuerzas y momentos actuantes	49
4	Fuerzas de compresión y grietas diagonales por esfuerzos de corte	49
5	Refuerzo de columna con angulares metálicos, unidos con epóxicos	50
6	Continuidad de un refuerzo metálico.....	51
7	Zonas peligrosas del forjado en un refuerzo sin continuidad.....	52
8	Refuerzo en columnas mediante concreto y perfiles metálicos.....	52
9	Refuerzo en columnas mediante estribos, horquillas y concreto adicionales.....	53
10	Comparación de las dimensiones conseguidas para las mismas cargas mediante concreto armado y mediante concreto con zunchado.....	53
11	Falla típica por cortante en una viga.....	54
12	Formación de grietas en elementos donde predominan los esfuerzos por cortante.....	54
13-14	Fallas por cortante en una viga debido a una mala estructuración..	55
15	Superficies de la falla por cortante.....	55
16	Relaciones típicas de esfuerzo cortante medio relativo al desplazamiento de cortante en la trabazón del agregado.....	56
17	Reparación de una viga mediante post-tensado exterior.....	56
18-24	Distintos tipos de refuerzos a una viga fallada por esfuerzos de corte mediante elementos adicionales.....	57
FALLA POR ESFUERZOS DE FLEXIÓN		
25	Proceso de falla por flexión en un elemento estructural.....	73
26	Efecto del agrietamiento de un elemento de concreto reforzado sometido a esfuerzos de flexión.....	72
27	Distribución esquemática del esfuerzo entre dos grietas.....	73
28	Viga sometida a esfuerzos de flexión.....	74

29	Grietas flexionantes secundarias.....	74
30	Representación gráfica del patrón de agrietamiento para miembros a flexión.....	75
31	Formación de grietas longitudinales a tensión en miembro a flexión (zona de tensión).....	76
32	Formación de grietas longitudinales a tensión en miembro a flexión (zona de compresión).....	77
33	Refuerzo de una viga a flexión mediante encolado de armaduras con epóxico.....	78
34	Encolado de bandas laterales para absorber esfuerzos cortantes....	78
35	Grietas a flexión en una viga de concreto reforzado, cerca del momento último, sin fuerza cortante significativa.....	78
36	Distribución de curvatura en una viga bajo momento último.....	79
37	Proceso de agrietamiento en un elemento sometido a esfuerzos de tensión.....	80
38	Modo de falla estructural en losas por esfuerzos de flexión.....	81
39	Modo de falla estructural en columnas por esfuerzos de flexión....	81
40	Armado y detalle de esquina entre muro y losa.....	82
41	Refuerzo y separadores en la unión losa-muro para la libre contracción.....	83

FALLA POR TENSIÓN

42	Grietas por esfuerzos de tensión.....	89
43	Concreto deformado entre grietas transversales en un elemento a tensión.....	89
44	Elemento fallado por esfuerzos de tensión.....	89
45	Grietas en ángulos y esquinas por esfuerzos de tensión.....	89
46	Formación de grietas en un elemento de concreto sometido a tensión	90

FALLAS POR COMPRESIÓN

47	Comparación entre la resistencia a la compresión y la relación agua/cemento en mezclas de distintas proporciones.....	94
48	Modo de falla a compresión en elementos de concreto.....	95
49	Falla de una columna por compresión.....	95
50	Desconchamiento de una viga por falla de compresión.....	96
51	Falla por compresión de una columna por momento de volteo.....	96

FALLA POR TORSIÓN

52	Falla por torsión debido a una mala estructuración del edificio...	100
53	Gráfica giro-momento torsionante al producirse la primera grieta..	100
54	Modo de falla por torsión en un elemento estructural.....	100
55	Falla por torsión en una columna estructural.....	101
56	Una de las causas por las cuales se originan esfuerzos de torsión en una edificación.....	101

FALLA POR TEMPERATURA Y EFECTOS TÉRMICOS

57	Determinación de la temperatura del concreto al momento de colado.	107
----	--	-----

FALLA POR CONTRACCIÓN Y FRAGUADO

58-59	Diversas fallas en el concreto por la contracción y el fraguado...	117
60	Fisuras de afogado.....	119
61	Efecto de la retracción en elementos estructurales.....	119
62	Grieta por retracción en una losa.....	119
63	Comportamiento diferencial de un marco, con grietas por retracción	119
64	Gráficas que muestran relaciones existentes entre la retracción por secado, temperatura de colado y resistencia con el tiempo.....	120

FALLAS POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

65	Plano de la estructura y diagrama de la transmisión de cargas originadas por asentamientos diferenciales.....	128
66	Algunas causas de asentamientos en las edificaciones.....	129
67	Falla de muro y columna debida a los asentamientos.....	129
68	Estructura de dos pisos deformada por asentamientos.....	130
69	Apuntalamiento y recimentación de edificaciones circundantes.....	130
70-75	Apuntalamientos típicos en las excavaciones.....	131

FALLAS EN JUNTAS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

76	Clasificación general de diferentes elementos prefabricados.....	145
77	tipos representativos de uniones para edificios con elementos estructurales prefabricados de concreto.....	147
78	Esquemas que muestran las fuerzas y momentos actuantes en la unión de elementos prefabricados mediante el uso del método por cortante y fricción y los modelos puntal-tensor.....	149
79	Esquemas representativos que muestran la aplicación de las uniones en diseños constructivos algunas aplicaciones de uniones en diseños constructivos.....	151

IV. INTRODUCCIÓN

La industria de la construcción se ha mantenido a la vanguardia del progreso, que ha aumentado continuamente su experiencia y capacidad por medio del aprendizaje; y es por ello que a través del tiempo ha incluido muchos aspectos novedosos tales como: La elaboración de diseños basados en los conceptos de los proyectistas, la descripción de ésta información utilizando el lenguaje universal de los planos y modelos, la preparación del conjunto de materiales y otros componentes; y por último la producción de la obra terminada.

Se sabe que ninguna estructura está libre de fallas y fisuras, por muy pequeñas que éstas sean. Sin embargo, es necesario notar que otros factores influyen en su formación como es la supervisión, diseño, elección de materiales de construcción o de mano de obra. Todos estos factores presuponen dos requisitos muy ligados entre sí: Suficiencia y Necesidad. La primera proporciona seguridad no solo contra el derrumbe o colapso sino contra el deterioro indebido, la segunda es una medida económica en la industria, que se debe satisfacer después de la primera. Pero cuando la falla se presenta, la ignorancia de estos límites no debe ser una excusa, ya que la distancia entre el éxito y el fracaso es tan pequeña como un cabello.

Es por ello que en el estudio presentado a continuación se determinan y analizan las fallas estructurales típicas más comunes encontradas en los diferentes elementos estructurales de una edificación en concreto armado, bajo variadas formas, posiciones y condiciones, no solo de las cargas aplicadas, sino además de otros factores indirectos, pero importantes, tales como los asentamientos diferenciales, configuración del suelo, la retracción durante el fraguado y las condiciones ambientales.

Como se verá, si en determinados casos la presencia de las inevitables fallas no es alarmante, se procede a su reparación y sanación, existiendo para ello en el mercado variados y diversos materiales y metodologías con este objetivo afín, de entre las cuales se destacará la importancia de la aplicación de las resinas epóxicas.

V. OBJETIVOS

Generales

1. Proporcionar al estudiante de la carrera de ingeniería civil una herramienta de estudio en el análisis de fallas, y de sus respectivas reparaciones.
2. Marcar una tendencia con respecto al comportamiento máximo y control de los diferentes elementos estructurales de las edificaciones, bajo solicitaciones de carga en base a los análisis teóricos de observaciones realizadas.

Específicos

1. Establecer las causas, desarrollo y medidas preventivas y correctivas para evitar fallas en las edificaciones.
2. Describir y conocer las diversas técnicas y productos de curado e impermeabilización de las partes afectadas.
3. Determinar cuándo una estructura es factible de reparar, o en caso adverso requiere demolición.

VI. GLOSARIO

Absorción.	Es la capacidad de un material de absorber su peso por el agua contenida en sus poros.
Adherencia.	Es el esfuerzo que se produce entre dos materiales, sean iguales o distintos, que les permite permanecer unidos como un conjunto.
Adhesión.	Es la capacidad de un material de pegarse o juntarse a otro.
Afogarado.	Fenómeno que ocurre debido a la desecación superficial del concreto.
Agregado.	Se refiere a la arena y el pedrín.
Arriostrar.	Acción de colocar elementos de soporte no estructurales en una edificación.
Articulaciones plásticas.	Se refiere a las uniones sin restricciones de algún tipo, obteniendo un movimiento libre de rotación.
Concreto.	Mezcla homogénea de agregados finos y gruesos, cemento y agua.
Contracción.	Es la disminución de volumen del concreto debido a la pérdida de agua.
Corrosión.	Pérdida de las cualidades y características mecánicas de las varillas de refuerzo de acero, debido a la humedad del ambiente.
Curado.	Período en el cual el concreto está sujeto a condiciones de temperatura y humedad favorables para promover su hidratación.
Deflexión.	Deformación de un elemento estructural por la acción o efecto de la carga aplicada.
Deformación.	Es cuando una fuerza actúa sobre un cuerpo, produciendo un cambio volumétrico en tamaño y forma.
Ductilidad.	Fenómeno mediante el cual un material absorbe parte de la energía al ser sometida a cargas o esfuerzos.
Elongación.	Es la deformación resultante de la carga aplicada en un material.
Esbeltez.	Representa la relación entre la altura a la base de un elemento.
Endurecimiento del cemento.	Aumento de la resistencia de la pasta de cemento que fragua.

Esfuerzo.	Es la relación entre la unidad de fuerza por unidad de área.
Estabilidad.	Es la característica por la cual un elemento se encuentra en su estado de equilibrio.
Falla.	Es un comportamiento no esperado para las condiciones de estabilidad.
Flexibilidad.	Es la característica o propiedad (por lo general de materiales dúctiles) de deformarse al ser sometidos a carga y volver a su posición original al desaparecer ésta.
Fluencia.	Deslizamiento, movimiento longitudinal.
Fraguado.	Proceso de consolidación y endurecimiento inicial de mezclas de concreto, mortero, etc.
Gel de cemento.	Masa cohesiva de cemento hidratado en su pasta más densa.
Gunitado.	Es la acción de rellenar de concreto la grieta en la sección de un elemento estructural ya definido, con el fin de devolverse su resistencia.
Hidratación.	Proceso mediante el cual el agua es absorbida por el cemento.
Material dúctil.	Es aquel que es capaz de resistir grandes deformaciones, a través de la absorción de gran cantidad de energía aplicada.
Modulo de elasticidad.	Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente a los esfuerzos por tensión o compresión, inferiores al límite proporcional del material.
Patología.	Son los padecimientos expresivos de un comportamiento anormal de las estructuras, analizando sus causas, significado y actuaciones recomendables.
Peralte.	Se refiere al espesor de un elemento estructural.
Reparación de una estructura.	Son los pasos consecutivos cuya finalidad es devolverle su funcionalidad a una estructura o elemento.
Resistencia.	Capacidad de una estructura para soportar cargas sin fallar.
Rigidez.	Es la fuerza requerida para producir una deflexión o deformación relativa de un material bajo carga.
Rotación.	Se refiere al movimiento de un elemento en el sentido de girar.
Sangrado.	Agua de la mezcla de concreto en estado plástico y que tiende a elevarse a la superficie.

- Saturación. Es el estado límite de un material de absorber líquidos.
- Sintomatología. Estudia los síntomas y fenómenos que advierten de las fallas resultantes en una estructura.
- Slump. Es el asentamiento obtenido de una muestra de la mezcla de concreto.
- Terapéutica. Se refiere al proceso de métodos y técnicas de reparación de la estructura dañada.

CAPÍTULO 1

MARCO DE REFERENCIA

Y

ANTECEDENTES

CAPÍTULO 1

MARCO DE REFERENCIA Y ANTECEDENTES

1.1 GENERALIDADES DEL AGRIETAMIENTO

El concreto es sinónimo de belleza y progreso. Sus características principales de poder adaptarse a cualquier molde le ha permitido a la ingeniería y a la arquitectura manifestar sus más bellas expresiones. Y por tanto debido a su importancia, es que se han creado instituciones especializadas en todo el mundo dedicadas a estudiarlo y ensayarlo, a fin de mejorar sus características de servicio. Sin embargo, los investigadores han tropezado siempre con el problema del agrietamiento, esto debido fundamentalmente a la baja capacidad del concreto a deformarse una vez endurecido, y también a su poca capacidad de soportar esfuerzos de tensión.

Se debe destacar que el concreto reforzado es realmente un método de construcción con grietas y aún no se conoce la forma para hacer concreto que no se fissure; pero, se sabe lo suficiente como para guiar y prevenir algunas, ya sea reducir su número y eliminar otros. No existe una forma simple o segura para reducir el fisuramiento, porque son numerosas las causas que las producen y no todas están sujetas a control, debido a la cantidad de personas que participan en la construcción, pero si cada una de ellas hace su parte en la erección de la estructura en forma correcta, los resultados serán satisfactorios.

Se considera que las fisuras observadas, en la mayor parte de los casos, no afectan la acción estructural, aunque sí la durabilidad del concreto, además de crear una sensación de inseguridad en las personas que no conocen el concreto.

Los investigadores han logrado dejar en claro dos cosas importantes: 1a. Que el agrietamiento en el concreto no se puede evitar totalmente. 2a. Que sin embargo sí es posible reducirlo al mínimo. Lo anterior ha obligado a que los estudios e investigaciones se proyecten más a cómo poder reducir las grietas, antes que evitarlas.

1.2 ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA PATOLOGÍA

Pareciera que al discutir sobre "Patología del concreto armado" se estuviera abordando un tema de moda, debido en gran parte a publicaciones, análisis y estudios hechos sobre este tema importante.

Sin embargo este tema no es algo actual, ya que las lesiones, defectos, agrietamientos y/o enfermedades que ocurren en estructuras son fenómenos tan antiguos como los propios materiales con que están erigidas. En Mesopotamia hace 4000 años el código de Hammurabi ya señalaba cinco reglas para prevenir defectos en los edificios, siendo entonces, de una forma indirecta, el primer tratado sobre la patología en la construcción. Lo que ha sucedido es que la línea por la cual ha avanzado la tecnología en construcción es el cálculo de edificios más resistentes y más esbeltos, esto con la ayuda de nuevos materiales y aleaciones que posean mayor resistencia y menor peso en el menor espacio posible; todo lo cual ha traído serios inconvenientes, además de haber descuidado investigaciones relativas a este tema.

En Guatemala bastantes edificaciones sobrepasan los 30 años de antigüedad, notándose ya en varios el deterioro debido a la no pronta acción con refuerzos y reparaciones.

En distintos informes y estudios analizados se observó el mayor cuidado que exigen las estructuras actuales, en relación a las de años anteriores. Una de las explicaciones plausibles, es que las secciones de antiguos edificios estaban sobredimensionados y por lo tanto podían soportar, durante años, las agresiones físicas, mecánicas o climáticas importantes, sin que peligrara su integridad. En determinados lugares muy dañinos a las estructuras de concreto armado aún se observan edificaciones que están en perfectas condiciones de uso, a pesar del alto grado corrosivo del ambiente imperante en dichas regiones. Y en contraste, en áreas aledañas se observan estructuras de menor edad que han sido abandonadas por su alto deterioro debido a la corrosión.

Todo lo anterior lleva a la conclusión de que frente a los mismos agentes destructivos, la estructura más desarrollada exige mayores cuidados en el proyecto y en los materiales componentes; mayor vigilancia en la ejecución, protección, mantenimiento y en definitiva mayor calidad; procurando exactitud en los métodos de cálculo y durabilidad de la estructura (la cual se ha relegado a un segundo orden, en favor de la resistencia y economía, siendo su falta la causante de la patología que se presenta en gran parte de las estructuras).

A pesar del auge que ha tenido la construcción en el país en los últimos años, se hacen estudios e investigaciones con el fin de tratar de conservar las construcciones existentes, lo que ha traído como consecuencia el que los problemas de patología y terapéutica estén de actualidad y no por moda, sino, pura necesidad impuesta por las circunstancias. Muchas son las investigaciones que se están desarrollando sobre refuerzos, pudiendo decir que la información y la experiencia que se posee hoy, permiten afrontar una reparación con gran garantía y costos reducidos, gracias a los conocimientos cada vez más amplios que se poseen sobre los materiales y las técnicas de aplicación.

Conscientes de la importancia de la patología, los principales organismos internacionales de la construcción se han ocupado de ella y le han dedicado un esfuerzo digno de elogio. Y gracias las investigaciones hechas por ellos, existe una serie de publicaciones muy importantes, sin las cuales no hubiese sido posible la realización de este trabajo de tesis.

1.3 ANTECEDENTES DE INVESTIGACIONES PATOLÓGICAS REALIZADAS

El agrietamiento ha sido un tema que ha interesado a los estudiosos en busca de conocimientos, desde los albores del concreto armado, el cual data de finales del siglo pasado.

Sin embargo, los parámetros más importantes en varias de las fórmulas que han sido propuestas para la predicción del ancho de grietas (1), están basadas en el trabajo llevado a cabo por Salinger en 1,936 llamado "Arietamiento En Miembros Sujetos A Tensión Pura"; cuya teoría conduce a la siguiente ecuación:

(1) BROMS, Benet B. Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. ACI Journal; Vol. 62 No. 10, p.p.1. 1,966. Pág. 52.

$$a = K * d_b / p$$

donde a = espaciamiento entre grietas, en cm.
K = constante que se encuentra en función de la adhesión característica de la varilla
d_b = diámetro de la varilla, en cm.
p = porcentaje o cuantía de acero

Asimismo de la Ref. (1) si se asume que la deformación residual del concreto entre las grietas es pequeña, el ancho máximo de las grietas puede obtenerse por medio de la siguiente ecuación:

$$w_{\max} = \frac{K' * d_b}{0.6 * p * F_y}$$

donde w_{max} = ancho máximo del agrietamiento en mm.
K' = constante
d_b = diámetro de la varilla
p = porcentaje o cuantía de acero
F_y = resistencia del refuerzo de acero, equivalente a 0.60 F_y

Esta fórmula se deriva de la suposición básica de que la falla por adhesión ocurre en los puntos donde las barras de refuerzo se intersectan con las grietas. Estas grietas se han encontrado con éxito en tensión pura, pero también algunos intentos por modificarlas y tratar con miembros a flexión ha sido menos exitoso.

Primeramente fué necesario reducir las influencias de las variables "d_b" y "p"; para lo cual el C.E.B. (Comité Europeo del Concreto) propuso la siguiente ecuación:

$$w_{\max} = 0.60 * (4.5 + 0.4/p) * d_b * F_y / K * 10^{-5}$$

donde w_{max} = ancho máximo del agrietamiento en mm.
K = 3,3396
d_b = diámetro de la varilla
p = porcentaje de acero
F_y = esfuerzo de fluencia del acero

Asimismo Kaar y Mattock (2) propusieron otra ecuación en que se reducían las influencias de las variables "d_b" y "p":

$$w_{\max} = 0.60 * K * V / A * F_y * 10^{-5}$$

donde w_{max} = ancho máximo del agrietamiento en mm.
K = 1.6357
F_y = esfuerzo de fluencia del acero

(2) GEGERLY, Peter. et al. Maximum Crack Width in reinforced concrete flexural members. Detroit, U.S.A. American Concrete Institute. 1,968. Pág. 35.

A = área del concreto alrededor de la varilla, tomando como tal el área más grande de concreto la que contiene el mismo centroide que el acero en tensión, dividida por el número de varillas

Otros investigadores, entre ellos Broms (1), encontraron poca influencia de cualquiera de las variables en la fórmula clásica, por lo cual propusieron un nuevo tipo de ecuación, en la cual la proximidad de la varilla fuera la única variable significativa:

$$w_{\text{gri}} = 0.60 * K * t * F_y * 10^{-5}$$

donde w_{gri} = ancho máximo del agrietamiento en mm.
K = 1.8917,
t = distancia desde el punto considerado hacia el centro de la varilla más cercana
F_y = esfuerzo de fluencia del acero.

Asimismo el investigador Base (3) tomando como base al mismo razonamiento propuso la ecuación

$$w_{\text{gri}} = K * C * e * h_2 / h_1$$

donde w_{gri} = ancho máximo de la grieta (en mm.)
K = 33.16
C = distancia desde el punto considerado hasta la superficie de la varilla más cercana
e = promedio de la superficie deformada en el punto considerado y se define como la relación $e = f_s / E_s$
h₂ = distancia desde la cara en tensión hasta el eje neutro
h₁ = distancia desde el centroide del acero en tensión hasta el eje neutro

Esta última ecuación ha sido justificada teóricamente por cálculos basados en la suposición de que no hay falla por adhesión en los puntos donde las barras de refuerzo se intersectan con las grietas.

Y en las últimas décadas la Asociación Del Cemento y del Concreto de los EE.UU. propuso un enfoque fundamentalmente distinto: "La Teoría Del No Deslizamiento", en la cual se supone que para el intervalo de anchos de grietas normalmente permitido en concreto reforzado, no hay deslizamiento del acero en relación al concreto. En consecuencia se supone que la grieta tiene anchura cero en la superficie de la varilla de refuerzo y que aumenta el ancho conforme se aproxima a la superficie del miembro.

Lo anterior quiere decir que el ancho de la grieta depende de las deformaciones del concreto que la rodea. Se puede utilizar la teoría de la elasticidad para determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones entre las grietas en el concreto. Los esfuerzos así calculados indican cuándo es probable un agrietamiento adicional; las deformaciones indicarán el perfil deformado de la superficie del concreto, y en consecuencia el ancho probable del agrietamiento.

También se ha logrado demostrar, que las grietas delgadas superficiales con ancho máximo de: hasta 0.40 mm. no afectan la durabilidad de los elementos soportantes de estructuras de concreto reforzado, ni dañan las armaduras del acero de refuerzo debido a la corrosión del refuerzo, siempre y cuando el recubrimiento protector de concreto sea suficientemente grueso y esté perfectamente compactado.

Se puede notar, sin embargo, que muchas estructuras no cumplen con estos requerimientos, y en consecuencia las cubiertas del concreto defectuoso conducen a daños irreversibles.

Cuando elementos de concreto reforzado sometidos a cargas se agrietan, a tal grado de alarmar al propietario y obligarlos a pedir la opinión de expertos, el ancho de las grietas seguramente excede los 0.40 mm.

1.4 DEFINICIÓN DE FALLA

Si se definiera una falla en ingeniería como un colapso, serían comparativamente pocas. Por otro lado, si la falla es la no conformidad con las especificaciones en el diseño y si tiene el problema de medir la forma, posición y condición de una estructura completa, entonces, hay muchas fallas. Esto es más cierto en un marco que en una estructura simplemente soportada. Los asentamientos no deseados o las deformaciones a veces inexplicables, son a menudo hallados y se hace la pregunta: ¿son fallas, deformaciones normales pero inesperadas, o simplemente incidentes no inesperados tal y como describen los europeos?.

Muy a menudo la gente piensa que hasta que una estructura colapsa se dice que falla. Pero en realidad falla se define como: "El comportamiento no esperado para las condiciones de estabilidad". Ocurren en todo tipo de estructuras: Cortas y largas, bajas y altas, mínimas y monumentales, ya sean diseñadas con marcos, madera, acero o concreto reforzado como material base.

Si una sola causa es la responsable de una falla, esto no hace posible determinar tal causa, ya sea por observación o deducción. A veces hay una simple explicación para una falla; más a menudo hay una combinación de condiciones (errores, combinaciones o malas interpretaciones), donde un simple artículo no puede ser escogido como la única causa de la falla.

En la edificaciones en concreto se ha visto que en el concreto aparecen fisuras que se pueden manifestar al cabo de muchos años, semanas e incluso después de varias horas de colocado.

1.5 POR QUÉ FALLAN LAS ESTRUCTURAS

A. Ignorancia:

- A.1 Incompetencia de los hombres encargados del diseño, construcción e inspección.
- A.2 Supervisión y mantenimiento por parte de personas sin la experiencia necesaria.
- A.3 Adquirir las responsabilidades vitales sin la experiencia y conocimiento necesario.

- A.4 Competencia sin supervisión.
- A.5 Falta de experiencia.
- A.6 Falta de suficiente información preliminar.

- B. Economía:
 - B.1 En el costo primario.
 - B.2 En el mantenimiento.

- C. Descuidos, Errores o Equivocaciones:
 - C.1 Una persona cuidadosa y competente que demuestra negligencia en cierta parte del trabajo.
 - C.2 Un contratista o un superintendente toma el riesgo, sabiendo que lo está tomando.
 - C.3 Falta de propia coordinación en producción de planes.

- D. Casos No Frecuentes o casos accidentales:
 - D.1 Sismos, tormentas, fuegos, etc.

1.6 PATOLOGÍA DEL CONCRETO ARMADO

Este término se refiere a aquellos padecimientos que son expresivos de un comportamiento anormal de las estructuras de concreto armado, analizando las causas de los mismos, su significado y actuaciones recomendables.

La patología presenta un aspecto poco agradable a quien no se ha iniciado en ella. Sin embargo, es motivo de mucha satisfacción para el que logra conocerla. No hay impresión más desagradable que la que presentan las ilustraciones de un libro de patología médica a aquellas personas que no conocen la medicina. De igual forma, el aspecto que presentan las fotografías de estructuras dañadas o corroídas por agentes agresivos no resultan agradables a los técnicos acostumbrados a ver armoniosas y perfectas realizaciones que muestran las revistas de decoración y arquitectura. Sin embargo y por desgracia, no todo resulta perfecto ni bello aunque se haya buscado. ¿Quién dice que esas maravillosas y artísticas construcciones no pueden tener una vida efímera debido a su falta de calidad, al haber nacido enfermas en el mismo tablero de proyectos? El conocer las posibles enfermedades del concreto armado, puede ayudar a conseguir que este sea más sano, teniendo presente que es mejor prevenir que reparar.

En algunos casos el tratamiento utilizado no es exactamente el más indicado y aunque con él, la evolución de la enfermedad se ha podido considerar favorable. Este hecho hace pensar que habrá que analizar los diferentes tipos de tratamientos y los casos para los que cada uno de ellos es más indicado. Se debe tener presente que no todas las estructuras dañadas son recuperables, ya que en algunos casos se presenta un cuadro patológico tan grave que el diagnóstico técnico tendrá que ser totalmente pesimista; la mejor solución en este caso será pensar en la demolición de la estructura dañada.

La anterior discusión habla del término "Patología" de una manera global, que siendo un término de moda, engloba todos los males presentados una

estructura. Asimismo se hablará de dos términos: "Sintomatología", que estudia los síntomas o causas de la aparición de fisuras. Y "terapéutica", que significa el tratamiento adoptado en las enfermedades contraídas, que en el presente caso se refiere a la restauración, reparación o refuerzo según sea el caso.

Los sistemas patológicos más importantes son:

- A. Aparición de rugosidades superficiales.
- B. Formación de una película superficial, adherente o no, constituida por reacción química entre agentes agresivos y el concreto endurecido.
- C. Cambios de coloración.
- D. Degradaciones superficiales.
- E. Aparición de fisuras.

El modo de agrietamiento del concreto en Guatemala es similar a la producida en cualquier parte del mundo, pero lo que lo hace más vulnerable son varios factores tales como el suministro restringido de agua; el transporte del cemento desde diferentes, y muchas veces, lejanas localidades; la infraestructura de los contratistas puede que no esté técnicamente desarrollada; o mano de obra muchas veces no calificada. Todos estos factores negativos contribuyen aún en mayor grado a la mala producción de concretos.

Las resistencias mecánicas, estabilidad y durabilidad están íntimamente ligadas o relacionadas con la homogeneidad y la compacidad; y estas dos características estrechamente ligadas, dependen de la calidad del proyecto del concreto y de la adecuada tecnología empleada en su manejo y fabricación.

Dos son los parámetros importantes que influyen en el proyecto y tecnología del concreto: Uno es la relación árido/cemento y el otro es la relación agua/cemento. De ellos depende en gran parte no sólo las resistencias mecánicas, sino también, la durabilidad y la estabilidad del concreto a lo largo del tiempo.

1.7 CAUSAS DE LAS FALLAS EN LAS EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO

Una grieta suele ser el resultado de sobretensiones sobre el elemento estructural; por consiguiente, la primera operación a realizar antes de reparar una grieta suele ser el de analizar estas sobretensiones y causas, ya que, si una grieta se tapa y posteriormente aparecen nuevas sobretensiones, lo más probable es que el concreto vuelva a agrietarse, bien por el mismo lugar o por otro próximo a él; por tanto antes de realizar una operación hay que determinar y eliminar las causas que la producen.

Muchos son los tipos de daños o lesiones que pueden presentar las estructuras de concreto armado y que requieren de realizar reparaciones a fin de eliminar y devolverles la fortaleza que han perdido. Entre los daños más frecuentes en elementos estructurales se encuentran: Las fisuras y grietas, los descantillados, las oquedades o coqueras, desagregaciones, disgregaciones, segregaciones, etc. Cuando el concreto está en proceso de curado una de las causas más comunes de agrietamiento es la retracción, y las grietas se producen pues el concreto no ha alcanzado su máxima resistencia, por lo que no puede resistir los cambios dimensionales que suponen la retracción.

Las sobrecargas mecánicas o dinámicas pueden dar lugar también a grietas en el concreto. Estas sobrecargas pueden ser pasajeras. Como un ejemplo se tiene las producidas por el paso de un vehículo pesado por un puente proyectado para tráfico ligero. En estos casos se toman las precauciones necesarias para prevenir futuras sobrecargas, y luego la solución a este problema puede ser la inyección epóxica.

1.8 CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE FISURAS

A. DE ACUERDO A SU ORIGEN:

- A.1 Deficiencias de diseño
- A.2 Problemas durante la ejecución y dirección de la edificación
- A.3 Problemas de durabilidad, compatibilidad y composición de materiales
- A.4 Por los movimientos en la construcción
- A.5 La contracción por fraguado, debido a restricciones
- A.6 Asentamientos debidos a la consolidación del concreto
- A.7 Movimientos sísmicos o acciones similares de tipo oscilatorio
- A.8 Problemas relativos a cimentaciones y los suelos de asiento.

B. EN RELACION A SU GEOMETRÍA:

- B.1 Por su forma:
 - a. Tres ramas
 - b. Piel de lagarto
 - c. Piel de culebra o microfisuras
 - d. Rectas.
- B.2 Por su longitud:
 - a. Cortas
 - b. Largas.
- B.3 Por la uniformidad de su ancho:
 - a. Ancho constante
 - b. Ancho variable.
- B.4 Por su ancho:
 - a. Finas, capilares o microscópicas, con ancho menor de 1 mm.
 - b. Medianas, de ancho entre 1 y 2 mm.
 - c. Gruesas, de ancho mayor de 2 mm.
- B.5 Por su profundidad:
 - a. Superficiales
 - b. Profundas
 - c. Que atraviesan el peralte totalmente
 - d. Superficiales inferiores al peralte del elemento.
- B.6 Por su dirección:
 - a. Longitudinal
 - b. Transversal
 - c. Diagonal.
- B.7 Por su distribución en la superficie:
 - a. Fisuras geométricas o de mapa: Son pequeñas fisuras de ancho fino que se distribuyen formando patrones ramificados siguiendo distintas direcciones.
 - b. Fisuras con dirección definida: Son fisuras largas que siguen una dirección continua y van acompañadas de otras paralelas más finas.

C. EN RELACIÓN AL MOMENTO O ETAPA EN QUE SE PRODUCEN:

- C.1 Fisuras en concreto fresco, en estado plástico antes del fraguado:
- a. Fisuras por asentamiento plástico: Son fisuras gruesas de profundidad proporcional al ancho de la ranura que permitió el escape de la lechada del concreto y proporcional al asentamiento utilizado en la mezcla. Su dirección es paralela al refuerzo o a los ductos de electricidad.
 - b. Fisuras por contracción plástica: Son fisuras de ancho grueso, superficiales, cortas, con longitud de 40 a 80 cm., su dirección es paralela al viento.
 - c. Por retracción hidráulica.
 - d. Por retracción térmica.
 - e. Por mal curado.
 - f. Fisuras de ahogamiento.
 - g. Fisuras debidas a la ejecución.
- C.2 Fisuras en concreto seco, que aparecen después del fraguado:
- a. Fisuras por contracción de secado: Son largas, de ancho constante y dirección definida, localizadas por lo general en los ductos de electricidad.
 - b. Fisuras debidas al proyecto o ejecución.
 - c. Fisuras térmicas.
 - d. Microfisuras.
 - e. Fisuras por corrosión del refuerzo.

D. EN RELACIÓN A LOS ESFUERZOS POR CARGAS APLICADAS:

- D.1 Fisuras por esfuerzos de tensión.
- D.2 Fisuras por esfuerzos de compresión.
- D.3 Fisuras por esfuerzos de corte.
- D.4 Fisuras por esfuerzos de flexión.
- D.5 Fisuras por esfuerzos de torsión.

E. EN RELACIÓN A SU ACTIVIDAD DE CONTRACCIÓN Y EXPANSIÓN:

- E.1 Fisuras pasivas o muertas: Son aquellas que están estabilizadas, y mantienen todas sus características geométricas constantes a través del tiempo.
- E.2 Fisuras activas o vivas: Son las fisuras que varían sus características geométricas, de amplitud y espesor, cuando se ven afectadas por factores externos tales como cargas, temperatura o humedad.

1.9 IMPORTANCIA DE LA PATOLOGÍA ESTRUCTURAL

Actualmente existe una gran preocupación por la calidad en la construcción. Los técnicos, constructores y administraciones están conscientes de que la calidad es rentable a corto y largo plazo, y no solamente desde el punto de vista económico, al evitar gastos de reparación y al aumentar la vida de las obras, sino también desde el punto de vista del prestigio nacional e internacional, que en definitiva, se traduce en beneficios económicos.

En la actualidad algunos países han alcanzado logros importantes en el campo de la calidad; introduciendo mejores normas de edificaciones, instrucciones para proyectar y ejecutar obras de concreto armado, documentos de idoneidad técnica, sellos de calidad y conformidad, etc., que hablan por sí solos de esto.

La patología de la construcción está íntimamente ligada en forma inversa a la calidad; y si bien en ésta última se ha avanzado mucho y se continúa progresando, no por esto los casos patológicos han disminuido en la misma proporción, aunque el descenso sí es notable.

Cuando las construcciones se realizan con más cuidado y calidad, son más sanas y por lo tanto el número de enfermedades que presentan decrece significativamente, sin embargo, datos estadísticos indican que a pesar de todo, la patología existe.

Es realmente difícil conocer la situación actual del problema patológico estructural debido a que, así como se le dá mucha publicidad a los logros alcanzados, los fracasos casi siempre se ocultan y se procura evitar su trascendencia. Con frecuencia a muchos de los defectos o lesiones que presentan las estructuras se les dá poca importancia, y por lo tanto, no llegan a formar parte de las estadísticas debido a que se corrigen o encubren. De los defectos más importantes son de los que sí se ocupan los libros especializados, pero a los demás (defectos que no dan lugar a una catástrofe inmediata y son enfermedades progresivas que terminan arruinando una estructura) no se les dá publicidad, ni se ocupan libros ni revistas, teniendo que ser el usuario de la edificación el que ha de reportarlos.

Cuando se dirige la construcción de la obra y se lleva un control estadístico, aunque sea de tipo personal, de las lesiones de las estructuras que han sido encomendadas, se pueden sacar lecciones y conclusiones valiosísimas para recomendar remedios a los fallos y defectos detectados.

Indiscutiblemente, la fortaleza y durabilidad de una edificación, en forma análoga a un ser viviente, dependerá de los cuidados que se haya tenido con ella, no sólo durante su proyecto o gestión, sino también, durante su desarrollo o ejecución y, posteriormente, durante el resto de su vida.

Una obra, al igual que un ser vivo, se encuentra sometido a la acción de los elementos como calor, humedad, vientos, etc.; pero también soporta acciones de tipo mecánico que la pueden cansar o fatigar, incluso lastimarla. Por consiguiente los cuidados y la vigilancia, si bien son importantísimos durante su construcción y de ellos dependerá mucho la vida de la obra, no por ello hay que pensar que terminan con la realización de la misma sino, que luego, hay que seguir prodigándolos. Por último con el paso del tiempo la obra envejece en un proceso continuo, más o menos lento de degradación de los materiales que la componen.

La mayor parte de los daños que presentan las estructuras son de tipo evolutivo, dándose el caso que, en un plazo más o menos corto la estructura puede llegar a peligrar. Estas lesiones en evolución progresiva aconsejan poner a las estructuras que las padecen bajo vigilancia, a fin de intervenir con prontitud antes de que los daños puedan llegar a tales límites, que lleven a la estructura a su estado crítico.

1.10 SINTOMATOLOGÍA

La sintomatología se ocupa del estudio de los fenómenos que son reveladores de las enfermedades adquiridas. Ante un efecto anormal las estructuras reaccionan con diferentes señales o signos externos que permiten conocer la enfermedad que padece la estructura, a la vez que puede orientar sobre las causas que la han motivado y que podrán ser debidas a deficiencias en el proyecto, en la ejecución, en la explotación, en la conservación, etc., o a causa de tipo accidental y por consiguiente en la mayoría de los casos no previsibles.

Las enfermedades en las estructuras se manifiestan con una sintomatología muy variada (cambios de coloración, descascarillamientos, hinchazones, exfoliaciones, fisuración, etc.). Ante estos síntomas el técnico tiene que establecer un diagnóstico de la enfermedad que padece. En muchas situaciones basta una simple visualización para establecer el diagnóstico, es decir, la visita al enfermo y el ojo clínico, para conocer las motivaciones que han producido los efectos patológicos que presenta la estructura. En otras el problema es complejo y habrá que realizar una comprobación del proyecto, una investigación de las cargas a que ha estado sometida la estructura, un análisis más o menos extenso que permita conocer la forma en que se ha realizado la ejecución de la obra, e incluso, cómo reacciona la misma frente a determinados estímulos.

Los 3 síntomas principales del deterioro de una estructura de concreto armado son: *Fisuras, *disgregación y *desagregación. Esta última se puede definir como la pudrición de toda la superficie, con pérdidas de cemento y liberación de agregados. En una obra pueden aparecer los 3 síntomas, en forma independiente, al mismo tiempo o en sus variadas formas. Cada uno de estos síntomas es visible, puede ser fácilmente detectado y diferenciado de los demás, a pesar de que cada uno se presenta en variadas formas de significación propia. Se solucionan buscando todas las causas posibles del estado observado y procediendo a su eliminación, lo cual necesita de la confección de una lista de los agentes y procesos de degradación y la comprensión de su modo de actuar y afectar a los constituyentes del concreto.

1.11 FACTORES DECISIVOS DE TERAPEUTICA A EMPLEAR Y RAPIDEZ DE ACCIÓN

Los problemas que presenta una estructura dañada o poco resistente, que se pretende reparar o reforzar pueden ser muchos y muy complejos.

Hay defectos estructurales muy localizados y de poca importancia, que pueden ser debido a una ejecución deficiente en una zona, pero, no afectan al resto de la estructura, con lo cual su reparación no creará problemas y podrá realizarse de manera inmediata, sin esperar el resultado de análisis o investigaciones. Este es el caso del concreto mal vibrado en una viga que presenta coqueas o el de una zona muy armada de un elemento que no se puede rellenar de concreto, debido a la escasa separación entre armaduras.

Otros defectos, por el contrario, son de tal importancia que se hace necesario hacer análisis profundos, aún en los detalles mínimos, antes de decidirse por la reparación de la obra. En este caso es necesario contar con el historial de la construcción, pues puede brindar información importante sobre la enfermedad de la estructura, es decir, las causas que han motivado su

patología. Y cuando el historial no es suficiente, se hace necesario realizar ensayos que permitan conocer los motivos por los cuales se han producido las lesiones o la incapacidad de resistir cargas por parte de la estructura.

La patología del concreto está por lo tanto condicionado a la patología de sus componentes; de aquí que reúnan una serie de características que impidan la producción de defectos a corto o largo plazo.

1.12 INVESTIGACIÓN DE FALLA

Cuando una falla estructural trae como consecuencia la pérdida de vidas, es necesario una investigación y el testimonio de testigos expertos, para averiguar si en la acción existió mano criminal. Las partes interesadas financieramente por lo general organizan sus propias investigaciones de las fallas, para establecer evidencias.

Asimismo es necesario también una cuidadosa observación de estructuras colapsadas, en especial antes de cualquier disturbio de los escombros. En lo posible se realiza también una observación desde el aire, ya sea desde un edificio alto o un helicóptero, para observar la gravedad del movimiento sucesivo.

Una investigación temprana es conveniente donde la determinación de la causa próxima es una necesidad o donde la información técnica de la causa es deseada.

A. EVALUACIÓN INICIAL DE DAÑOS:

En el momento en que las primeras grietas o fisuras se presentan surge la necesidad de evaluar los daños y reunir todos los antecedentes necesarios para decidir las medidas a tomar y las tareas de investigación posteriores. Todo esto requiere tiempo, el cual generalmente en estos casos, es escaso. Es preciso establecer una metodología adecuada que permita enfrentar la situación en una forma rápida y eficiente; Por ejemplo en el caso de un sismo, estas condiciones y los factores que intervienen son mucho más críticos, por lo que una adecuada metodología puede ayudar a simplificar los problemas.

B. METODOLOGÍA DE LA PRIMERA INSPECCIÓN:

Aunque cada caso enfrenta un proceso en particular, siempre existen factores comunes que pueden ayudar a sistematizar dicho proceso.

La primera revisión de daños, hecha a conciencia aporta una excelente información para una posterior de decisiones y ocupa menos tiempo; si la misma está sujeta un programa claro y racional, en vez de ser improvisado.

Las instrucciones que se incluyen, permiten servir de guía a la persona que efectúa dicha inspección, y que pueda reunir de esta forma la información que servirá de base para un análisis que comprenda los aspectos teóricos y constructivos, y que estén dentro de los reglamentos existentes, y aún más, dependiendo del daño de la estructura, costear las reparaciones y determinar lo antes posible si vale o no la pena

entrar en detalles y trabajos que significarían desperdiciar los recursos económicos de la persona afectada.

C. REVISIÓN DE ANTECEDENTES PARA UNA PREDICCIÓN PATOLÓGICA ACERTADA:

Generalmente cuando una estructura representa daños se llama a la persona responsable de la construcción, quien conoce perfectamente la misma; cuando éste no es el caso, pero, por orden es conveniente que se hiciese, es aconsejable reunir el mayor número de antecedentes históricos de la construcción, para lo cual es recomendable recopilar datos en forma de cuestionario, el cual está destinado a recoger la opinión del profesional y del usuario.

El esquema del cuestionario podría ser el de la siguiente forma:

C.1 DISEÑO:

- a. ¿Quiénes diseñaron la obra?
- b. ¿Qué antecedentes previos se tomaron en cuenta?
- c. ¿Qué dificultades presentó el diseño?
- d. ¿Es posible obtener la memoria de cálculo?
- e. ¿Se pueden obtener los planos originales y finales del diseño?
- f. ¿Se tienen las especificaciones técnicas?
- g. ¿Qué uso tenía el terreno antes de la utilización?
- h. ¿Qué origen atribuyen los investigadores a los daños estructurales?

C.2 CONSTRUCCIÓN:

- a. ¿Quién construyó la edificación?
- b. ¿En qué fecha y lugar se realizó la construcción?
- c. ¿Quién supervisó la obra?
- d. ¿Existen documentos de la supervisión o una bitácora de obra?
- e. ¿Se llevó control de laboratorio en la construcción?
- f. ¿Existen los reportes de esos laboratorios?
- g. ¿Se cursaron informes en la construcción?
- h. ¿Existió programa de la obra?
- i. ¿Se paró alguna vez la obra y por qué causas?
- j. ¿Qué sistema constructivo se empleó?
- k. ¿Qué tipo de concreto se utilizó?
- l. ¿Cómo se instalaron los servicios, en especial con relación a la armadura?
- m. ¿Existen antecedentes similares?
- n. ¿Hubo recepción final de la obra?, ¿por parte de quién?, ¿se recibieron los servicios?, ¿existieron recepciones parciales?

C.3 USUARIOS:

- a. ¿Qué problemas ha tenido la construcción?
- b. ¿Se presentaron las quejas oportunas?
- c. ¿Ha habido alguna falla anterior y qué daños se produjeron?

- d. ¿Se repararon los daños?, Quién los reparó?, cómo se efectuó la reparación?
- e. ¿Existían grietas anteriores?, han seguido creciendo?
- f. ¿Existe humedad en el interior y/o exterior del edificio?
- g. ¿Cómo son las instalaciones hidráulicas?
- h. ¿Se ha notado variación en la construcción, por ejemplo, verticalidad y horizontalidad a plomos y niveles?
- i. ¿Se traban las puertas o existen desajustes en ventanas?
- j. ¿Se han realizado mejoras o ampliaciones a la edificación existente?
- k. ¿Se han abierto vanos diferentes a los indicados en planos; o quitado y/o colocado algún elemento de la estructura, diferente a los indicados en los planos?

Como se observa este cuestionario está planteado de una forma global, y dependerá del criterio de quien lo utilice, el enfocarlo debidamente, dependiendo del tipo de daño, costo de la edificación y posible costo de la reparación. El enfoque básico es importante, puesto que de él dependerá el éxito del trabajo a efectuar.

Después de evaluado el anterior cuestionario y de conocer el daño en forma objetiva, se procede a efectuar la evaluación técnica del daño, es decir, la observación del elemento o miembros afectados de la estructura, para lo cual se necesita estandarizar el informe, efectuándolo más o menos de la siguiente manera:

- (a) Tipo de materiales empleados en la fabricación de los miembros de la estructura.
- (b) Proporción o modo de combinación de estos elementos.
- (c) Determinación del tipo de cimentación(es) utilizadas.
- (d) Conocer la clase de suelo del terreno.
- (e) Determinar el grado de falla, efectuado con la siguiente escala de valores:
 - I = fisura superficial del elemento revestido.
 - II = fisura o grieta que no atraviesa el elemento.
 - III = fisura o grieta que si atraviesa el elemento.
 - IV = daños mayores, dándose este último cuando la suma de los largos de las fisuras es superior al 70% del parámetro del perímetro del elemento.
- (f) Dibujo o esquema del tipo de falla.
- (g) Dimensiones de la falla: Según corresponde, se indican las superficies o longitudes y aberturas de los daños en las posiciones indicadas en el dibujo elaborado; las dimensiones de la abertura de las grietas se escriben entre paréntesis y se expresan en mm.
- (h) Para complementar la información se colocan observaciones pertinentes, si éstas existieran.
- (i) Se plantea una solución estructural. Esta parte está reservada para el responsable del diseño de la reparación; el cual, después de haber estudiado la información anterior, propone una solución en particular.

Toda la información anterior se utilizará de acuerdo al criterio y la gravedad de los daños.

Seguir un proceso lógico y ordenado, ayuda a disminuir el tiempo, los costos y riesgos, a la vez que aumenta las posibilidades del éxito en la búsqueda de la solución adecuada, lo que conlleva a evitar problemas más serios, tanto para el contratista como para el afectado.

D. MÉTODOS DE EVALUACIÓN:

D.1 Método del porcentaje fijo.

Es un método aproximado de evaluación que parte del hecho de que el diseño original es aceptable. El método es simple y muy utilizado con una primera etapa de re-cálculo.

Se estima el porcentaje de pérdida de resistencia de los diversos miembros estructurales, y se fija un límite de aceptación. Este depende de la estructura, del criterio original del diseñador, de las alternativas de sollicitación y de las condiciones de uso. Es común emplear el valor del 15% de pérdida como base para re-hacer elementos, pero es evidente que ello depende del juicio del ingeniero, frente al costo y probabilidad del colapso.

D.2 Análisis tensional detallado.

Una de las formas de hacer el re-estudio de la estructura existente es por medio del método seguro y largo de un análisis tensional detallado y exhaustivo de todos los elementos y detalles constructivos. Esto requiere, a veces, el uso de los más modernos y complejos métodos de análisis inelástico, dinámicos, precisión de los coeficientes de seguridad, periodos propios de vibración, de las sobrecargas y de otros aspectos relativos al mantenimiento y utilización de la edificación, y de la técnica que se emplea en la posible reparación.

D.3 Métodos probabilísticos.

Estos son métodos análogos a los utilizados en el diseño de la estructura nueva, y se basan en estimar una baja probabilidad de colapso, teniendo en cuenta el tiempo del vida útil de la edificación y la escasa probabilidad de la ocurrencia de fenómenos naturales del tipo de sismos o sobrecargas inesperadas.

Estos 3 métodos basados en la posibilidad de ruptura de la estructura obligan al análisis de factores de comportamiento del conjunto, tipos y formas de materiales empleados y sus deformaciones o fallas, además de las técnicas empleadas en la supervisión, construcción y control.

La aplicación de estas formas de cálculo conduce a un trabajo quizá más intenso. Es importante que el proceso de revisión de la resistencia residual y las causas del deterioro permitan llegar a rápidas conclusiones de los materiales y la ejecución de los trabajos.

1.13 LOS ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN EN LOS TIPOS DE FALLAS

En las estructuras de concreto reforzado se debe verificar que no se sobrepasen determinados límites de utilización; esto con el fin de evitar fisuras y fallas que agraven o eliminen la utilidad de alguno o todos los elementos estructurales de una edificación. Se deben comprobar los estados límites, efectuando siempre los cálculos tanto a pequeña escala (fisuración en pequeñas secciones de elementos de concreto armado), o a gran escala (deformaciones en elementos estructurales de la estructura).

- A. Estados Límites Ultimos. Se refieren a la seguridad necesaria frente al agotamiento resistente de la edificación.
- B. Estados Límites De Utilización. Se refiere a la aceptabilidad del comportamiento de la estructura frente a condiciones de servicio; incluyendo bajo esta denominación todas aquellas situaciones que colocan a una estructura fuera de servicio por razones funcionales, estéticas o de durabilidad.
- C. Estados Límites De Fisuración. Se utilizan para comprobar la durabilidad y funcionalidad de una estructura; caracterizado por el hecho de que el tamaño o espesor máximo de las fisuras de un miembro alcanza un determinado valor límite.
- D. Estados Límites De Deformaciones. Se utiliza por razones funcionales y a veces estéticas. Y se caracteriza por el hecho de alcanzar un determinado movimiento (giro y flechas) en un elemento de la estructura.
- E. Estados Límites De Vibraciones. Se caracteriza por la producción de vibraciones de una determinada amplitud y frecuencia en la estructura.

1.14 INCERTIDUMBRE Y SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN EL DISEÑO PARA UNA PROBABILIDAD PERMISIBLE DE FALLA

Ni las cargas que actúan en los edificios, ni las resistencias de los miembros estructurales pueden predecirse con exactitud suficiente como para despreciar la "incertidumbre" en el diseño. Los valores nominales de las cargas y resistencias son las más desfavorables y sólo existe una pequeña probabilidad que adopten valores más peligrosos en el comportamiento de un sistema dado. Si el valor real de la fuerza interna que actúa en esa sección crítica o porción de una estructura excede el valor de la resistencia correspondiente, ocurrirá la falla.

La "seguridad estructural" se mide por la probabilidad de supervivencia, es decir, que la falla no tenga lugar. Cuando se contempla una sola aplicación de carga, la probabilidad de supervivencia se determina por las distribuciones probabilísticas de carga y resistencia en el instante de aplicación de la carga, siempre que el margen de seguridad (o sea la diferencia entre carga y resistencia) no disminuya con el tiempo.

Se tiene por tanto que la seguridad estructural no puede ser descrita por una sola probabilidad de supervivencia bajo una aplicación dada de carga, sino por una función de la confiabilidad, dependiente del tiempo, igual a la

probabilidad de que la estructura sobreviva a todas las combinaciones de carga muerta, viva y sísmica que la afectan durante un intervalo de tiempo, que comienza simultáneamente con la construcción.

La limitación de pérdidas materiales y otras formas de daño es una meta de la seguridad contra el colapso; pero el hecho de satisfacer las condiciones de seguridad en el diseño contra colapso no significa que se anule la probabilidad de falla.

El establecimiento de condiciones de diseño depende de estudios costo-beneficio, en que los costos iniciales requeridos para proporcionar niveles de seguridad dada y grados de protección con respecto a pérdidas materiales se comparan con el valor presente de las consecuencias esperadas del comportamiento estructural. Este se obtiene añadiendo los costos de falla y daño que pueden ocurrir durante determinados intervalos de tiempo, multiplicados por sus correspondientes probabilidades y por factores de actualización, que convierten valores monetarios en instantes arbitrarios en el futuro o valores equivalentes en el momento de hacer la inversión inicial.

La evaluación de probabilidades de falla y daño implica un análisis de las incertidumbres asociadas con parámetros estructurales tales como masa, resistencia, rigidez y amortiguamiento. Inversamente, la obtención de niveles dados de seguridad y grados de protección contra pérdidas materiales se logra especificando valores nominales de parámetros de diseño, utilizados para calcular capacidad y respuesta estructural y factores de seguridad que deben relacionarse con la últimas variables.

1.15 RESPONSABILIDAD PROFESIONAL

El trabajo de ingeniería es tomado como la suma total del concepto del proyecto, y que involucra: Selección de materiales, diseño estructural, producción de materiales, erección de la estructura, limpieza final e instalación de equipo; todo lo cual siempre envuelve los requerimientos interrelacionados de suficiencia y necesidad.

Una estructura suficiente es aquella que está libre no sólo de colapso sino de deterioro o deflexión. La necesidad como una medida o control de economía debería ser solamente ser considerada después que las condiciones de seguridad han sido establecidas. Las continuas presiones para mayor economía, competición financiera privada, así como una demanda pública han originado que los presupuestos se obtengan, aún cuando el diseño y tiempo de ejecución de la obra no sean razonables, resultando también en una reducción casi segura en la suficiencia.

Existen 2 factores importantes a tomar en cuenta, y que son motivo de preocupación con respecto a las estructuras de concreto:

A. Prevención.

Esta es la de mayor importancia; y es de hecho la que tiene que tomarse en cuenta en las etapas de proyecto y ejecución de una obra terminada. Para evitar las consecuencias graves que esto pueda tener, el ingeniero debe escoger los materiales adecuados a las condiciones del

ambiente y al tipo de obra, debiendo impedir que durante o posteriormente la vida útil de la estructura se sucedan deterioros peligrosos, así como ejercer un control adecuado en la etapa de la construcción de la obra.

B. Reparación.

Si el deterioro no se puede impedir, la estructura está sujeta a abandonarse, sustituirse o repararse. De estas la más barata es reparar, que lleva consigo 5 etapas fundamentales:

B.1 Encontrar la falla.

Es necesario localizar el deterioro de la estructura, aún cuando no represente mayor problema su reparación, ni esté en el estado de poner en peligro la estabilidad de la estructura. Y esto se debe a que las fallas en su aspecto exterior algunas veces no dan la idea de ser graves sino es interiormente donde está lo peor. La persona especializada en conservación de estructuras de concreto deberá por lo tanto saber distinguir las fallas y dónde buscarlas, siendo necesario para esto la previa experiencia y el conocimiento de los diferentes tipos de deterioro que pueda darse en el concreto.

B.2 Determinar la causa.

Esta es una etapa difícil y también importante. Un método de reparación se escoge luego de haber hallado la causa del daño, para así evaluar la importancia de las reparaciones. En las estructuras de concreto el buscar la causa del deterioro se dificulta debido a que varios agentes destructores pueden ejercer el mismo síntoma o porque los datos que se tienen son insuficientes. En el caso de tener varias causas posibles de falla se deben eliminar las menos posibles, y emplear un tipo de reparación que elimine el efecto presente y evite que éste se propague. La determinación exacta de la causa tiene la ventaja de eliminar mayores gastos; si existen varias puede escogerse una que no perjudique más el estado actual.

B.3 Evaluar la resistencia de la obra en el estado actual.

Se debe determinar el estado de la obra para ver si puede seguirse utilizando normalmente o si su utilización hay que reducirla y en que grado, ya que el estado determinará su abandono por el grado de seguridad que ofrece. Para determinar si la resistencia de la estructura es suficiente, se pueden aplicar los siguientes métodos:

- a. Método del porcentaje establecido: consiste en fijar un porcentaje de pérdida de resistencia por encima del cual se considera que el elemento es insuficiente; ya sea esto debido a acero en exceso, cargas mal estimadas, etc.
- b. Análisis del estado real de tensiones: consiste en un

análisis detallado del estado actual tomando en cuenta la disminución de sección en lugares donde se ha producido el deterioro. El método se aplica para reparaciones costosas e importantes, se origina de determinar previamente los porcentajes de resistencia de los elementos, y si de éstos se determina alguna reparación importante, entonces se procede a evaluar el estado de las tensiones actuales tomando en cuenta todos los parámetros que intervienen en la resistencia del elemento en cuestión. Este método puede no ser aplicado si el elemento tiene la reserva de resistencia necesaria, estando sometida las siguientes consideraciones.

- b.1 Que la obra permita soportar cargas probables con un coeficiente de seguridad probable, además de las cargas actuales.
- b.2 Determinar la existencia de tensiones residuales provenientes del deterioro, ya que contribuyen a disminuir la resistencia al pandeo. Si la obra se ha deformado, deben considerarse a los elementos como insuficientes para resistir cargas superiores a las del estado actual y reforzarlos.
- b.3 Deben ser tomadas en cuenta todas las deformaciones de la obra necesarias para movilizar la reserva de resistencia indispensable. Estas deformaciones no deben causar efectos aspectos desagradables o dar origen a efectos secundarios.
- b.4 La resistencia de reserva utilizada debe ser real y permanente.
- b.5 Es necesario detener el deterioro posterior a producirse en los elementos principales. Los elementos que no han sido dañados seriamente, deberán recibir una atención adecuada, dependiendo de si la obra va a ser confiada a un personal competente, o si los elementos menos dañados en caso de ceder, no provocarían graves daños.
- b.6 Si la reserva de resistencia está proporcionada por factores no considerados en el cálculo conviene rehacerlos.

1.16 MICROAGRIETAMIENTO

En años recientes, algunas investigaciones han mostrado la existencia de grietas muy finas en la superficie de contacto del agregado grueso y la pasta de cemento, de hecho, aún antes de aplicar carga a la estructura. Estas grietas permanecen estables hasta un 30% o más de la carga final. Y entonces es cuando comienzan a crecer en longitud, anchura y número. El esfuerzo bajo el cual se desarrollan es sensible a la relación agua/cemento de la pasta. Esta es la etapa de propagación lenta de las grietas. A 70% o 90% del

esfuerzo final, las grietas se abren a través del mortero y conectan las grietas de adherencia, de manera que se forma una configuración continua de las mismas. Aquí se propaga rápidamente el agrietamiento y si la carga se inclina, la falla puede ocurrir con el tiempo.

Mientras que el resultado de las acciones por cambios volumétricos, esfuerzos por condiciones ambientales y por cargas estructurales es la formación de grietas, los mecanismos de su desarrollo no pueden ser considerados idénticos. Cambios volumétricos generan microagrietamiento interno que más tarde se desarrolla en agrietamiento total. Mientras que esfuerzos externos o directos pueden generar microagrietamiento interno como en el caso de la fatiga causada por una carga reversible o microagrietamiento flexionante, debido a otros tipos de esfuerzo directo mencionado.

El esfuerzo a flexión provocado por esta carga, inicialmente genera microagrietamiento a flexión. Estas son grietas de la superficie externa, las cuales, comienzan a ser visibles sólo para el investigador, bajo el estado de microagrietamiento a flexión, y se desarrollan repentinamente en grietas de anchos medibles con un pequeño aumento de carga a flexión.

A. NECESIDAD DE CONTROLAR LAS GRIETAS.

La aparición de grietas en las estructuras de concreto reforzado es inevitable, debido a la baja resistencia a la tensión del concreto, como ya se mencionó anteriormente. En el diseño normalmente se desprecia esto. En muchos casos no hay agrietamiento visible, debido a que los miembros no están sujetos a su carga completa (tal como el microagrietamiento). Sin embargo, con elevados esfuerzos en el acero por cargas en servicio, especialmente como resultado del uso del acero de alta resistencia, se debe esperar cierto agrietamiento. Este agrietamiento se debe encontrar en tal estado que no deteriore ni el aspecto, ni la resistencia, tanto del concreto como del refuerzo de la estructura.

B. NECESIDADES DEL CÁLCULO DEL AGRIETAMIENTO.

Anteriormente se diseñaban las estructuras por el método de esfuerzos de trabajo (teoría elástica), en el cual las secciones de los elementos se obtenían suponiendo la existencia de una variación lineal en la relación esfuerzo-deformación del concreto. En estos casos el problema del agrietamiento era muy reducido dado que los miembros no estaban sujetos a su carga de servicio completa, y que en alguna forma el concreto tiene cierta resistencia a los esfuerzos de tensión.

Como se sabe el concreto simple es poco resistente bajo tensión, sin embargo es un material versátil bajo compresión. En este caso el refuerzo, no importa el tipo, forma, ni distribución, ha sido un elemento esencial en los sistemas estructurales de concreto reforzado.

Hoy en día el control del agrietamiento en estructuras de concreto reforzado se convierte en algo tan importante como controlar la deflexión, debido a la tendencia hacia la utilización de acero de refuerzo de alta resistencia (con un límite de fluencia superior a los 4200 Kg/cm²), así como el uso de procedimientos de diseño basados en

cargas a la rotura (resistencia última). Por ello es necesario tomar en cuenta ciertas precauciones para detallar el refuerzo, con el objetivo de controlar las grietas. lo fundamental no es el número de grietas sino el ancho que éstas tengan.

En este sentido se hace necesario minimizar el ancho de las grietas tomando en cuenta dos puntos de vista.

B.1 La apariencia del elemento, es decir, su aspecto estético.

El tamaño máximo de una grieta que se puede considerar no perjudicial a la apariencia de un miembro o que no cause alarma, depende de su posición, longitud, altura, iluminación y textura superficial de la grieta. También ejerce influencia el trasfondo social de los usuarios y el tipo de estructura. Es difícil determinar los límites de aceptabilidad estética, debido a que las opiniones personales son variables. Un criterio promedio aceptado considera que el máximo ancho de grieta, que no daña la apariencia de la estructura ni provoca la alarma pública está dentro del intervalo de 0.10 a 0.40 mm., aunque pueden tolerarse anchos mayores de grietas.

B.2 Prevención de la corrosión que pueda producirse en el acero de refuerzo al quedar expuesto a la intemperie.

En muchos casos, grietas muy finas, pueden permitir que se origine una reacción química que genere la oxidación en la superficie del refuerzo. Por lo tanto el control de agrietamiento es esencial para controlar la corrosión resultante de ambientes adversos tales como: Aire salado, agua, humedad, contracción del suelo, resecaamientos externos, etc.

Se ha dicho que el control del agrietamiento es importante desde el punto de vista de la corrosión; sin embargo, no debe subestimarse el hecho que entre corrosión y agrietamiento existe una relación de causa y efecto, no siempre bien definida en cuanto a prioridad, puesto que el agrietamiento puede dar lugar a corrosiones que sin él se producirían, o lo harían con menor intensidad y rapidez, y la corrosión puede causar agrietamiento que la faciliten e incrementen en forma notoria. En este sentido es recomendable tomar algunas precauciones de protección anticorrosiva de las armaduras de refuerzo.

Diversidad de variables afectan el desarrollo y características de las grietas, y por lo cual los investigadores han diferido en cuanto al método de correlación del ancho de las grietas y respecto a su separación, pero generalmente coinciden en lo siguiente:

- a. El ancho de las grietas es una función del espaciamiento de la grieta arriba de cierto límite.
- b. El ancho de la grieta y su espaciamiento siguen una distribución normal.

- c. La magnitud del espesor del recubrimiento de concreto tiene un efecto importante proporcional en el ancho de la grieta sobre la superficie de concreto.
- d. El ancho de la grieta es una función de la deformación del acero. La relación, aunque no lineal, algunas veces convenientemente se aproxima a una relación lineal, tal como en el caso de las vigas.
- e. La deformación por contracción y la deformación por tensión en la zona del concreto entre cualesquiera dos grietas son muy pequeñas y pueden despreciarse.
- f. La anchura máxima de la grieta, producible por una carga es aproximadamente proporcional a la tensión del acero de la armadura de refuerzo, y es menor si se utilizan barras de acero corrugado.
- g. La anchura de la grieta será menor si se considera el porcentaje, calidad, y dimensiones del acero de refuerzo establecido en el diseño.

Como se habrá observado en la discusión anterior, el estudio de la patología está muy ligado a la construcción y supervisión de la edificación. A través del tiempo muchos han sido los investigadores que han querido predecir el comportamiento de las fallas bajo diversos factores ambientales o estructurales, tal como se vió anteriormente. Existen muchas causas de su origen, y siendo por tanto un tema por ende extenso.

Siendo éste el caso, en los capítulos consecutivos se analiza y discute un aspecto particular de las muchas fallas en edificaciones, como lo es el debido a la aplicación de cargas estructurales.

A continuación en las tablas 1 a 6 se encuentran tabulados y esquematizados datos cuantitativos y cualitativos relativos a los diversos tipos de fisuración que se presentan en los elementos estructurales de las edificaciones de concreto armado y su incidencia porcentual de destrucción. Ref. (4).

NATURALEZA DE EXPOSICIÓN:

**ANCHO MÁXIMO
DE LA GRIETA:**

Aire seco o membrana protectora:	0.40 mm.
humedad, aire húmedo, tierra:	0.30 mm.
Químicos descongelantes:	0.18 mm.
Agua salada y rocío marino, mojado o seco:	0.15 mm.
Estructuras que retienen agua:	0.10 mm.
Miembros estructurales sujetos a ambientes muy agresivos:	0.10 mm.

**TABLA No. 1:
ANCHO PERMISIBLE DEL AGRIETAMIENTO
SEGÚN LA NATURALEZA DE EXPOSICIÓN:**

AMBIENTE QUE AFECTA A LA ESTRUCTURA:	MÁXIMA ABERTURA DE LAS CRISTAS:
Para elementos interiores en atmósfera normal:..	0.3 mm.
Para elementos interiores en atmósfera húmeda o agresiva, y en elementos exteriores expuestos a la intemperie:.....	0.2 mm.
Para elementos interiores o exteriores expuestos a un medio particularmente agresivo, o que se - debe asegurar una estanqueidad.....	0.1 mm.

TABLA No. 2:
ANCHO PERMISIBLE DE AGRIETAMIENTO
SEGÚN EL AMBIENTE QUE AFECTA A LA ESTRUCTURA:

(4) JOHNSON, Sidney M. *Deterioration, maintenance and repair of structures.*
New York: edit. McGraw Hill. 1,973. Pág. 127.

TIPOS Y CAUSAS DEL AGRIETAMIENTO EN EL CONCRETO:

CONCRETO FRESCO:

PRIMER ORDEN:	MOVIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN:	ASENTAMIENTO POR CONTRACCION:	CONTRACCION POR FRAGUADO:
SEGUNDO ORDEN:	SUELO DE CIMENTACION. FORMALETA.	OBSTRUCCIONES EN EL REFUERZO O EN LA FORMALETA.	CONTRACCION PLASTICA. CONTRACCION POR SECADO
CAUSA:	ASENTAMIENTO DE LA SUBRASANTE: MOVIMIENTO DE LA FORMALETA:	ASENTAMIENTO DEL CONCRETO DURANTE EL FRAGUADO.	REACCIONES QUIMICAS SECADO RAPIDO MIENTRAS OCURRE EL EL FRAGUADO.
EFECTO:	CAMBIOS DE HUMEDAD EN EL SUELO DE LA CIMENTACION O PAL- TA DE COMPACTACION EN LA MISMA. ESPONJAMIENTO DE LA MADERA O PRESION DEL CONCRETO FRESCO.	ASENTAMIENTO AL REDEDOR DE LAS OBSTRUCCIONES; LA MEZCLA ESTA MUY FLUIDA.	LA GRIETA OCURRE TAN PRONTO COMO SE HA COLOCADO EL CONCRETO BAJO CONDICIONES DE HUMEDAD. AGRIETAMIENTO DE LAS SUPERFICIES EXPUSTAS PUSTAS, DEBIDO A VIENTOS, BAJA HUMEDAD O CAMBIOS DE LA TEMP.
SOLUCION:	CONTROL EN EL SUELO DE CIMER- TACION. CONSTRUCCION DE FORMALETAS ADECUADAS.	MEZCLAS DENNAS CON BAJO CONTE- NIDO DE AGUA Y UNA ADECUADA COMPACTACION.	PROTECCION ADECUADA. REFORTAMIENTO PARA ELIMINACION DE LAS GRIETAS

TABLA No. 3:
CAUSAS Y EFECTOS DEL AGRIETAMIENTO EN EL CONCRETO FRESCO:

TIPOS Y CAUSAS DEL AGRIETAMIENTO EN EL CONCRETO:

CONCRETO FRAGUADO:

PRIMER ORDEN:	CONTRACCIÓN POR SECADO:	ACCIÓN QUÍMICA:	TEMPERATURA	FALLA ESTRUCTURAL:
SEGUNDO ORDEN:	CONCRETO:	ACERO:	INTERNA:	EXTERNA:
CAUSA:	PÉRDIDA DE AGUA.	AGRIETAMIENTO DE LAS SUPERFICIES COMO RESULTADO DE LA EXPANSIÓN INTERNA DE LA MASA.	CONTRACCIONES O EXPANSIONES DIFERENCIALES.	ACCIÓN DEL HILO O ESCARCHA.
EJEMPLO:	AGRIETAMIENTO EN LOSAS Y EN MUROS.	AGREGADOS REACTIVOS:	TEMPERATURA DE LA HIDRATACIÓN DEL CEMENTO; AGREGADOS DE EXPANSIÓN TÉRMICA ANORMAL.	EXCESO DE ESFUERZOS DE TENSIÓN DEBIDO A LAS CARGAS.
SOLUCIÓN:	MEZCLAS DENSAS CON BAJO CONTENIDO DE CEMENTO Y AGUA; CURADO ADECUADO.	CAPA DE ACABADO ALCALINO Y DELGADO Y DENSO PARA PROTEGER EL CONCRETO.	JUNTAS INADECUADAS EN LOSAS Y MUROS.	ASENTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA, CARGAS EXCESIVAS, SISMOS E INSUFICIENTE REFUERZO
			BAJO CALOR DEL CEMENTO Y CONTROL DEL AUMENTO DE LA TEMPERATURA; AGREGADOS DE EXPANSIÓN TÉRMICA NORMAL.	CONCRETO SANO Y ATRAPADOR DE ALRE.

TABLA No. 4:
CAUSAS Y EFECTOS DEL AGRIETAMIENTO EN EL CONCRETO ENDURECIDO:

**DISTRIBUCION PORCENTUAL DE CAUSAS
QUE HAN PRODUCIDO DESTRUCCIÓN PARCIAL O TOTAL
EN LAS EDIFICACIONES:**

1.	Errores de concepción general:	3.5 %
	Errores en la concepción, respecto a la estabilidad:	0.7 %
3.	Errores en hipótesis de cálculo, materiales, y/o ausencia de estudios preliminares:	8.5 %
4.	Disposiciones, a priori, defectuosas (fundamentalmente en la disposición de armaduras) en ciertos elementos o en la transmisión de esfuerzos:	2.5 %
5.	Desórdenes resultantes de deformaciones excesivas:	19.7 %
6.	Desórdenes resultantes de los efectos de variaciones dimensionales:	43.7 %
6.1	En terrazas, balcones, cornisas y todo tipo de elementos exteriores de una edificación:	25.5 %
6.2	Elementos de concreto armado bajo buhardillas insuficientemente aislados:	5.0 %
6.3	Unión de pisos y elementos estructurales:	10.0 %
6.4	En bovedillas cerámicas o de concreto armado:	2.2 %
7.	Defectos de ejecución en general:	15.5 %
7.1	Defectos de ejecución en encofrados:	2.0 %
7.2	Defectos de ejecución en hormigonado:	4.0 %
7.3	Defectos de ejecución en armado:	7.0 %
7.4	Defectos de ejecución en desencofrado:	0.5 %
7.5	Defectos de ejecución por concreto o acero defectuoso:	1.5 %
7.6	Defectos de ejecución por maniobras inadecuadas:	1.5 %
8.	Fenómenos de tipo químico y de hielo en general:	4.0 %
8.1	Debidos a la descomposición del concreto:	1.5 %
8.2	Debidos a la corrosión de armaduras:	1.5 %
8.3	Debido a los efectos del hielo:	2.5 %
9.	Debidas a causas de diversa índole:	1.6 %

**TABLA No. 5:
DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL DE CAUSAS QUE HAN PRODUCIDO
DESTRUCCIÓN PARCIAL O TOTAL EN LAS EDIFICACIONES:**

CAUSA:	EDAD A LA QUE SE FORMAN:	FORMA DE LA GRIETA:	OBSERVACIONES:
AFOBANADO O SOBRECARGACION DEL CONCRETO	A LAS POCAS HORAS DE SU COLOCACION	PIEL DE COCODRILO. A LO LARGO DE LAS LINEAS DE LAS ARMADURAS. POR LO GENERAL APARECEN EN LOS CAMBIOS DE SECCION EN LAS ESQUINAS.	LAS GRIETAS PUEDEN SER ANCHAS;
RETRACCION PLASTICA	A LAS POCAS HORAS DE SU COLOCACION	PIEL DE COCODRILO. LARGAS EN LA SUPERFICIE DE LOSAS COLADAS EN TIEMPO SECO	PUEDEN SER ANCHAS EN LA SUPERFICIE, LLEGANDO A LOS 3 O 4 mm.
EFFECTOS TERMICOS	A LOS POCOS DIAS DE SU COLOCACION	ANCHAS EN LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION, EN MUROS O DE OTRA FORMA, DEPENDIENDO DE LAS UNIONES.	SE PUEDEN CONTROLAR CON UN BUEN ARMADO. LIMITANDO LA LONGITUD DE LOS ELEMENTOS Y CONTROLANDO LA TEMPERATURA
RETRACCION	APARECEN CUANDO LA OBRA TIENE VARIOS MESES	BIMILAR A LAS DE FLEXION Y TRACCION (COMO SE VERA MAS ADELANTE)	EN GENERAL SON PEQUEÑAS SI LAS PIEZAS ESTAN BIEN ARMADAS
CORROSION	APARECEN A LOS VARIOS MESES DE TERMINADA LA CONSTRUCCION	A LO LARGO DE LAS ARMADURAS, PRODUCIENDO DESPRENDIMIENTOS DEL CONCRETO	INICIALMENTE PEQUEÑAS, Y AUMENTANDO CON EL TIEMPO RAPIDAMENTE
REACCION ALCALIS - ARIDO	APARECEN A LOS VARIOS MESES DE TERMINADA LA CONSTRUCCION	DESPRENDIMIENTOS LOCALIZADOS DE CONCRETO. GRIETAS ENTRECruzADAS TIPO PIEL DEL COCODRILO. SOLO OCURRE CON CIERTOS ARIDOS Y EN PRESENCIA DE HUMEDAD	EL ABRIETAMIENTO PUEDE SER ANCHO
CARGAS DE USO Y SERVICIO	DEPENDEN DEL USO DE LA ESTRUCTURA	DIVERSIDAD DE FORMAS	SON PEQUEÑAS SI EL PROYECTO SE ENCUENTRA BIEN REALIZADO. ANCHAS INDICAN LA SUBESTIMACION DE LA RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA A LAS ACCIONES ESPERADAS.

TABLA No. 6:
ALGUNAS CARACTERÍSTICAS DE DIVERSOS TIPOS DE GRIETAS:

CAPÍTULO 2

TIPOS DE FALLAS ESTRUCTURALES

Y

SUS REPARACIONES:

CAPÍTULO 2:

TIPOS DE FALLAS ESTRUCTURALES Y SUS REPARACIONES:

2.1 FALLAS POR CORTE

2.1.1 FALLAS POR CORTE EN COLUMNAS

La falla por tensión diagonal (corte) en columnas se caracteriza por el hecho que la fuerza cortante al ser muy elevada, origina esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas aproximadamente a 45°. La causa más común de la presencia de estas fallas se debe a la costumbre bastante generalizada de ligar los marcos estructurales con muros de mampostería que no llegan al techo, con el objetivo de dar ventilación cruzada, tal como se observa en la figura No. 1.

Por lo anterior, se ha observado que en una columna que tiene ventanas a los lados, tiene mayor deformación que la calculada y hay en esa zona una concentración de cortes y momentos, lo que origina que en ese instante se formen grietas en diagonal. Para evitar lo anterior, esta zona debe cubrirse con mayor cantidad de estribos. Con respecto a los estribos, estos deben tener la separación adecuada en las columnas, pues se ha podido observar que al haber mucha separación, el efecto de un sismo provoca que las varillas longitudinales de la columna se salgan de su posición normal, provocando que explote el concreto existente entre dos estribos. Por eso es que el refuerzo de espiral para columnas es más recomendable ya que su resistencia al fenómeno del sismo se limita en que se cae solamente el recubrimiento de la columna.

Al interactuar los muros con los marcos, los esfuerzos en los ejes donde existen muros son superiores a los que obran en los ejes donde no existen estos elementos. La acción de las columnas así restringidas es tal, que la fuerza cortante en las columnas mismas aumenta de manera más pronunciada que sus momentos; y en consecuencia, el miembro falla por corte (tensión diagonal) por no estar diseñado para ello. Este tipo de fallas es bastante frágil, hecho que a su vez, trae una menor capacidad para resistir fuerzas dinámicas.

En el diseño sísmico de estructuras con frecuencia es importante comprobar la resistencia al esfuerzo cortante en columnas de concreto reforzado con sección transversal circular. Rara vez se presenta este problema en diseño de cargas gravitacionales, razón por la cual muchos reglamentos de construcción lo ignoran.

Faradji-Capón y Díaz de Cossio han ejecutado pruebas estáticas en columnas de este tipo, sujetas a diversas cargas axiales, y dedujeron que puede calcularse la resistencia a la cortante como para las secciones circulares, utilizando como área efectiva del concreto el área bruta de la sección transversal. La eficacia del refuerzo transversal puede considerarse igual a la que opera en secciones rectangulares con iguales áreas y separación de refuerzo.

A. REPARACIÓN Y REFUERZO DE COLUMNAS FALLADAS POR ESFUERZOS CORTANTES

Es frecuente que se presenten columnas con deficiente capacidad de carga, debido a fallos en el concreto empleado, siendo necesario sistemas fundamentales de refuerzo, entre los cuales se mencionan:

- A.1 Reparación mediante perfiles metálicos.
- A.2 Reparación mediante el recrecido de la columna original, a través de concreto reforzado de buena calidad.
- A.3 Reparación mediante la técnica del zunchado.

Las fallas en columnas producidas por esfuerzos elevados a cortante se deben a varias causas, dependiendo del estado de las grietas; pudiendo repararse localmente si el daño no es muy severo (grietas menores a 0.6 mm. de ancho) mediante la inyección epóxica. Si se desea evitar este problema debido a agentes exteriores tales como sismos, hay que desligar los muros de las columnas procurando soporte lateral en su parte superior o en última instancia haciendo trabajar en voladizo. Se dejan holguras adecuadas (entre columnas y muro) para que la columna se deforme sin "chocar", o bien, colocando los muros en un plano diferente al de la columna.

En este caso el hecho de desligar los muros hará que la estructura tenga otro comportamiento, por lo que hay que realizar un nuevo análisis estructural para determinar nuevos elementos mecánicos y proporcionar el refuerzo adicional. Si la falla fuera a compresión no pura (pandeo o torsión), la cual origina esfuerzos de flexión, es necesario reforzar con acero de refuerzo longitudinal y en el caso de compresión pura es imperativo reforzar colocando un mayor número de estribos o aumentando el área de la sección.

Según lo pida el nuevo análisis, luego de estudiar las causas de la falla y reestructurar el proyecto, se procede a comprobar en ensayos de laboratorio los esfuerzos de los materiales de la columna, tanto el del concreto (f'_c) como el del acero (F_y). El mayor problema consiste en determinar cuál es la contribución de la columna original, ya que no hay a la fecha mayores estudios sobre el particular, por lo que se debe recurrir al criterio del Ingeniero.

Un criterio a tomar en cuenta en esta situación es encontrar la resistencia que se logra en la columna aumentando la sección y dejando al refuerzo original, y mediante la expresión de Bresler hallar " P_u " utilizando la carga y los momentos del nuevo análisis según nueva estructura (M_u y M_u).

De acuerdo al código ACI (por sus siglas en inglés de la American Concrete Construction), la restitución de capacidad del estado inicial de daño de la columna, será de un 75%, que es un porcentaje del encontrado así:

$$P_{u_1} = 0.75 * P_u \quad ==> \quad P_{u_1} = \text{es un porcentaje del } P_u \text{ obtenido del nuevo análisis a través de la Ec. de Bresler.}$$

Por lo tanto la contribución de la columna con aumento de sección y refuerzo original es un porcentaje de:

$$(P_{u_1} / P_u) = \text{porcentaje } \%$$

Por lo que el acero que hay que agregar será:

$$A'_s = A_{s_1} - (\%)(A_{s_1}) \quad ==> \quad A_{s_1} = \text{nueva área de acero hallada con los datos del nuevo análisis estructural.}$$

En cuanto al refuerzo transversal se siguen las especificaciones del código ACI, y se supondrá para esto que los estribos que estaban anteriormente no contribuyen en nada a la ductilidad de la columna, estando del lado

conservador.

A.1 REPARACIÓN MEDIANTE PERFILES METÁLICOS.

La técnica del refuerzo de elementos estructurales mediante perfiles metálicos ha sido empleada desde hace mucho tiempo, y se dice que es una de las más antiguas dentro del campo de los refuerzos. Sin embargo, para conseguir la máxima eficacia en este tipo de obras es preciso tomar una serie de precauciones que, generalmente y en la mayor parte de los casos, se desestiman, con lo cual el refuerzo no trabaja bajo las condiciones para las cuales fue proyectado, apareciendo además, una serie de efectos secundarios en otros puntos de la estructura que pueden dañarla e incluso provocar roturas importantes.

Como consecuencia de esto, un refuerzo realizado con estructura metálica no solo puede que no cumpla con su misión principal, sino que puede además, debilitar otros elementos sanos, al encontrarse éstos sometidos a unas acciones para las que no estaban previstas.

Las columnas suelen reforzarse frecuentemente por medio de angulares metálicos colocados en sus cuatro esquinas y sujetos lateralmente entre sí por medio de presillas soldadas. La parte superior termina en un capitel y la parte inferior del refuerzo termina en una base metálica, que en general también está formado por angulares.

Un refuerzo construido según la técnica indicada anteriormente, sin tener en cuenta ninguna otra precaución ejecutoria tiene el inconveniente de no entrar en carga más que cuando el concreto esté en su estado límite. Por lo cual para que el conjunto de los cuatro angulares verticales entren en carga antes que el concreto haya llegado a su estado límite o que la deformación sea demasiado importante, hace falta que durante el montaje se logre una perfecta y rígida unión en todo el conjunto de la base y del capitel al concreto de las vigas, de los forjados o de la cimentación, tal como en la Fig. No. 5.

La consecuencia de este efecto exige hacer una unión perfecta de la base y del capitel metálico a las superficies horizontales de los concretos por intermedio de un material de alta resistencia a la compresión y que actúe como elemento intermedio, uniendo el acero con el concreto y creando un colchón rígido que transmita las cargas eliminando los contactos puntuales. El material idóneo para este fin puede ser una masilla epoxy bien estudiada.

Lograda la unión del capitel a las vigas o al forjado y la de la base al forjado o a la cimentación, se procede a encajar los extremos superior e inferior de los angulares a la base y al capitel, seguidamente se realiza un punteado con soldadura en estas uniones.

Se ejecuta seguidamente el empresillado, también con puntos de soldadura, y después de comprobado todo el conjunto se procede a realizar la soldadura de todo el refuerzo. La adaptación de todos los elementos de refuerzo colocados al concreto debe ser lo más perfecta posible.

Una vez realizado el refuerzo de las columnas hay que dar continuidad a la estructura, hasta llegar a la cimentación, para lo cual

habrá de atravesar vigas y forjados. Si se trata de vigas continuas, es decir, pórticos unidireccionales, la continuidad de los refuerzos pueden lograrse con palastros de acero soldados en dos caras opuestas a los pilares o columnas y en las zonas en que había bovedillas, para lo cual se romperán éstas. Si por el contrario, en vez de vigas continuas se trata de vigas que se cortan perpendicularmente en la cabeza de la columna, la unión puede realizarse a base de cuadrillos colocados en las esquinas.

La eficacia de los refuerzos de columnas mediante perfiles metálicos angulares es muy variable dependiendo de la forma en que se haya ejecutado el refuerzo, y comparándolo con un refuerzo de concreto armado (un aumento de la sección), se observa que este último es más eficaz y menos comprometido.

Si se supone que una columna reforzada con angulares no tiene continuidad entre pisos, es decir, no pasa a través de las losas o a través de los forjados, aparecerán una tensiones cortantes en las losas como consecuencia de los esfuerzos transmitidos por el refuerzo que, como se ha dicho, pueden llevar al concreto a su estado límite. En el caso de columnas reforzadas con recrecido o aumento de sección del concreto armado, existirá una transmisión de cargas por fricción y unión del refuerzo con la columna original que hará que el cortante en las losas sea menos crítico que en el caso de refuerzo con angulares en que no existe esta fricción ni unión. Por supuesto que si hay continuidad entre los refuerzos de las columnas de una misma vertical, este inconveniente quedará muy disminuido. (Ver Figs. 6 y 7).

Existen dos ecuaciones que predicen la máxima carga aplicada a una columna bajo condiciones del material y factores de seguridad:

La primera, de acuerdo al código ACI, y la más conocida es:

$$P_{\text{critico teórico}} = (0.9 * b * h * f'c) + (As * Fy)$$

Y la segunda, proveniente de una norma europea (EM - 80) predice que la carga del proyecto será:

$$Y_n * Y_f * P_{cr} = 0.85 * b * h * 0.9 * \frac{f'c}{y_c} * As * \frac{Fy}{y_s}$$

en donde

- P_{cr} = máxima carga resistente del concreto en Kp.
- y_n = constante que depende de la longitud de la columna y la separación entre estribos
- y_f = longitud de columna entre la base y la corona en Mts.
- y_c = constante que depende de la longitud de la columna y la separación entre estribos
- y_s = longitud total del perfil metálico angular en Mts.
- b = base de la sección de la columna en cm.
- h = altura de la sección transversal de la columna en cm.
- $f'c$ = resistencia última del concreto en Kp/cm²
- Fy = resistencia del acero de refuerzo en Kp/cm²
- As = área total transversal del acero de refuerzo en cm²

Después de lo cual, si la resistencia del elemento, calculada mediante la(s) ecuación(es) anteriores no sobrepasa la carga máxima, es necesario reforzarla; en este caso a través de perfiles metálicos se estiman dimensiones iniciales, con lo cual, se debe determinar la capacidad de carga por medio de la siguiente ecuación (5):

$$P_{\text{perfil}} = A_s * \frac{F_y}{y_f * y_s}$$

donde P_{perfil} = capacidad de carga del perfil metálico en Kp.
 A_s = área total del acero de refuerzo en cm^2
 F_y = resistencia última del refuerzo de acero en Kp/cm^2
 y_f = longitud de columna entre la base y la corona en Mts.
 y_s = longitud total del perfil metálico angular en Mts.

La carga obtenida de P_{perfil} se debe comparar con la carga crítica " P_{cr} ", debiendo ser mayor.

En la columnas reforzadas con concreto, previo a la colocación del concreto de refuerzo, se picaron las superficies laterales de la columna inicial con el fin de asegurar una buena unión entre el refuerzo y la columna.

En el refuerzo con perfiles de acero las presillas se calentaron antes de soldarlas a los perfiles, para conseguir que al enfriar se produjese el aprieto de los angulares contra la columna.

Se colocan capiteles y bases para los angulares en las partes superior e inferior, respectivamente. El espacio entre angulares de los capitales y bases y el concreto se rellenó con mortero de cemento para conseguir un buen asiento entre el refuerzo y las losas. Por tanto de acuerdo al código ACI resulta que la resistencia teórica a compresión sin emplear el coeficiente de cansancio del concreto debido a que el ensayo se hace bajo condiciones rápidas de carga es:

$$P_{\text{critico teóric}} = (0.9 * b * h * f'c) + (A_s * F_y)$$

De los dos casos observados (La resistencia del elemento mediante la reparación con refuerzo de concreto y el refuerzo con perfiles metálicos) se nota que el primero es más efectivo desde el punto de vista de uniformidad y resistencia, como lo demuestran muchos ensayos y reparaciones realizadas. Y en el caso del segundo tipo de refuerzo no se consigue la misma resistencia de la columna en dos o varios ensayos, y la dispersión observada es alta, dando valores resultantes muy variables y por lo tanto poco seguros.

A.2 REFUERZO MEDIANTE RECRECIDO DE LA COLUMNA CON CONCRETO ARMADO.

El refuerzo de columnas mediante concreto armado, que no tiene o alcanza en su resistencia requerida según el proyecto, ya sea debido a la mala calidad del concreto, a la falta de armadura, o de aquellos otros que, siendo de buena calidad, han de estar sometidos a cargas

(5) FERNANDEZ CANOVAS. Manual. Patología y terapéutica del hormigón armado. 2a. Ed. Madrid, España. Edit. Dossat S.A. 1.973. Pág. 45.

superiores para las que fueron proyectados inicialmente, pueden realizarse mediante el recocado de las caras de los mismos con concreto de adecuada resistencia al cual se habrá colocado una armadura principal y los estribos correspondientes tal como se ve en la figura No. 8.

El espesor mínimo de la capa de concreto está condicionado por la facilidad de puesta en obra y el tamaño máximo del agregado empleado; por estas razones no es conveniente utilizar espesores menores a los 10 cm. Aunque en algunos casos, si se dispone de medios adecuados se puede llegar a 6 cm. y emplear agregados de 2 cm. máximo. El espesor de la capa de concreto viene impuesta por la sección requerida para resistir el esfuerzo a que estará sometida la columna, respetando por supuesto, el mínimo indicado, por razones de puesta en obra del concreto.

El refuerzo con concreto armado tiene la ventaja de trabajar en combinación a la columna inicial, por la adherencia que existe entre los dos concretos; de esta forma se evita la aparición de efectos secundarios que pueden actuar sobre las losas o sobre los forjados, creando como consecuencia esfuerzos cortantes, que a veces, pueden ser importantes, tal como ocurre en el caso de los refuerzos realizados con perfiles laminados.

A fin de mejorar adherencia y trabajo conjunto de ambos concretos se recurre a descarnar la superficie de la columna inicial, a modo de quitarle la capa de lechado superficial, eliminando trozos sueltos y quitar el polvo que pudiera producirse; después de lo cual se procede a la aplicación de una película de resina epoxi, adecuada para la unión de concretos, y antes que ésta haya endurecido, se pasa a realizar el hormigoneado del refuerzo. Como el tiempo transcurrido entre la aplicación de la resina y el hormigoneado es variable, debido a la realización del montaje de la formaleta y muchas veces, la colocación de las armaduras, entonces se prepara una resina epoxi que tenga un tiempo de endurecimiento adecuado a la duración de estas actividades, con el objeto que ésta esté mordiente cuando se coloque en obra. Con esta forma de proceder puede lograrse una gran eficacia en el refuerzo. La propia retracción del concreto de la capa de refuerzo contribuye también a mejorar la adherencia entre los dos concretos.

Un sistema que ha demostrado buenos resultados ha consistido en hacer un cajeado intermitente en toda la altura de la columna a reforzar. Pero lo normal es eliminar el concreto a una profundidad de 3 cm. y en tramos de 30 a 40 cm. de alto. dejando entre ellos tramos de igual altura sin descansar, de esta forma se crean unos entrantes y salientes, que contribuyeron eficazmente a absorber el cortante que pueda existir entre la columna a reforzar y el refuerzo. Los últimos 20 o 30 cm. de altura de la columna se descarnan de igual forma colocando un zuncho en esta zona superior de refuerzo, a fin de que las cargas transmitidas por los pisos superiores se transmitan mejor al refuerzo.

En ocasiones, el refuerzo de las columnas puede no ser consecuencia de defectos del proyecto, ejecución, subestimación de cargas sino del daño que sobre ellos haya podido causar una acción accidental como puede ser un sismo. Desde este punto de vista se pueden considerar varios tipos de daños y de soluciones a los mismos.

- (a) En caso de pequeñas fisuras y grietas se procede a una inyección con resina epoxi.
- (b) Si los daños están localizados en una zona de las columnas y éstas poseen una capacidad resistente estimada de al menos un 45%, se procederá a apuntalar la estructura que gravita sobre la columna, a eliminar el concreto desintegrado preparando seguidamente las superficies del concreto sano. Se procederá a soldar las barras principales precisas y a colocar estribos de al menos 3/8" en la zona afectada, procediendo al concreteado en la zona con el recrecido adecuado o al gunitado de la misma con un recrecido no menor a 3 cm. y en una altura que sobrepase a la zona afectada en 1.5 veces la dimensión mayor de la columna.

A veces no es preciso aumentar la sección de la columna, si se toma la precaución de colocar un zuncho de acero que envuelva a toda la zona afectada después de restaurar las dimensiones originales. De esta forma se mejora al mismo tiempo la resistencia a cortante de la columna.

- (c). En caso de daños muy importantes sobre la mayor parte de la columna, como pueden ser los ocasionados por sismos en los que la capacidad resistente de la columna puede llegar a ser de sólo el 10%, se procede a un apuntalamiento adecuado seguido de una eliminación del concreto desintegrado, descubriendo a las armaduras; se sueldan las nuevas barras de refuerzo, colocando estribos de 3/8" a 5 cm. de separación en la zona dañada y a 10 cm. en el resto de la columna, procediendo enseguida al concreteado. En este caso es conveniente aumentar la sección en toda su altura. Las nuevas armaduras se colocarán separadas de las internas existentes, por intercambio de barras horquilladas que actúan como conectores transmitiendo la carga de la parte externa a la interna o viceversa. Las horquillas suelen ser de 20 cm. de diámetro. El espesor del aumento de sección será de 7 a 10 cm. si se emplea una capa de barras de refuerzo, o de 10 a 15 cm. si se emplean dos capas.

A veces en columnas muy dañadas se coloca un refuerzo metálico formado por angulares apoyados en las esquinas de la columna y sujetos por presillas y sobre este refuerzo se dá un aumento de sección armado con barras y estribos, ya sea mediante concreto colado o mediante gunitado. En cualquier caso es conveniente colocar trozos metálicos redondos a las presillas, a fin de mejorar la adherencia del concreto, tal como en la Fig. 9.

A.3 REFUERZO CON CONCRETO ZUNCHADO.

En la figura 10 se observa un tipo de refuerzo más racional que el realizado solamente con concreto armado, debido a que por el efecto de zunchado aumenta la carga de rotura de la columna inicial, con lo cual se cuenta con su colaboración resistente adicional.

En caso de columnas reforzadas con concreto armado (tal como el caso anterior), se sabe que al refuerzo hay que preverlo para que pueda absorber la totalidad de los esfuerzos que se produzcan sobre la columna, debido a que el núcleo puede llegar a su carga máxima y

entonces el refuerzo pasa a soportar toda la carga. El tratarse de cargas muy importantes lleva a obtener secciones muy grandes. Por el contrario, si la columna se zuncha, aumenta la capacidad resistente del núcleo por el postensado o compresión triaxial que produce el zuncho, con lo cual las secciones obtenidas son más pequeñas que en el caso de refuerzos de concreto.

El zunchado consiste en recubrir a una columna con una envolvente generalmente cilíndrica, capaz de oponerse a las dilataciones transversales cuando el concreto se somete a esfuerzos de compresión axial. La envolvente puede ser continua, formada por una hélice de pequeño paso, o simplemente por cercos redondos de tal forma que se aumente la resistencia transversal.

Entre los requisitos para el diseño del zunchado se encuentran:

- (a) La separación "t" entre espiras o cercos debe ser inferior al menor de los 3 siguientes valores
 - t < 1/5 del diámetro del núcleo del concreto.
 - t < 8 diámetros de la barra longitudinal más delgada.
 - t < 8 cm.
 - t > 3 cm. en todos los casos.
- (b) El número mínimo de varillas longitudinales deberá ser de seis.
- (c) La capacidad resistente de una columna zunchada debe limitarse al valor (5):
$$y_f * N > 26 a^2 * (f'_c / y_c)$$
- (d) Se recomienda que la mínima dimensión de la sección transversal que presenta el concreteado de las piezas zunchadas no sea inferior a los 25 cm.

A fin de asegurar un zunchado eficaz, los extremos redondos de los zunchos deben anclarse convenientemente en la masa del concreto.

El zunchado sólo debe emplearse en pieza cortas y sin posibilidad de pandeo. Se considera como eficaz el zunchado en piezas cuya esbeltez geométrica sea menor a 5. Si la esbeltez es igual o superior a 10, el esfuerzo máximo se determina mediante la fórmula de compresión simple; si está comprendida entre 5 y 10 se considera como esfuerzo máximo el resultante de interpolar entre los 2 valores anteriores.

La forma de realizar el refuerzo con concreto zunchado consistirá en picar las esquinas de la columna hasta descubrir las barras principales, con el fin de reducir al mínimo el diámetro de las nuevas columnas, cuyo núcleo lo forma la columna original. Seguidamente se procede a picar con punzón las superficies de concreto de la columna original para eliminar la capa débil y superficies de lechado, eliminando posteriormente el polvo. Se procede a dar una película epoxi en la unión de concretos. Para luego, pasar a montar las armaduras, encofrado y concreteado de las columnas.

La formulación empleada debe tener un tiempo de endurecimiento, en el cual permita realizar las operaciones de montaje de armaduras y encofrados sin haber endurecido, de tal forma que cuando al proceder a concretar, la resina aún esté caliente.

2.1.2 FALLAS POR CORTE EN VIGAS

Las fisuras por esfuerzos de corte avisan con tiempo de anticipación. Pueden comenzar en el alma y extenderse hacia la armadura; y cuando se llega a la carga límite de resistencia, el elemento estructural se divide en dos partes. Este proceso puede ser muy rápido, e incluso instantáneo, dependiendo de la cuantía de la armadura transversal existente. De ahí su peligrosidad.

En la figura 11 se observa por ejemplo donde, entre las vigas de concreto armado, la tensión diagonal o cortante es la falla más común, ya que al aumentar las cargas la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciéndose grietas inclinadas. Estas se forman bruscamente, y de persistir las cargas, se extienden inmediatamente hasta causar por fin el colapso del elemento.

Los esfuerzos por corte se manifiestan por la aparición de grietas con una inclinación de 45° con respecto a la vertical, e indica la deficiencia en el armado que forma los estribos de la viga. Las causas de este tipo de falla puede deberse a diversas razones tales como:

CASO A:

Poca cantidad de refuerzo transversal colocado en la viga. Esto se puede determinar a partir de resultados de un nuevo análisis sobre la reestructuración propuesta: Para evitar este tipo de falla, por tener poco refuerzo transversal, simplemente se procede a adicionar refuerzo a medida que lo dicte el nuevo análisis y de acuerdo al estado actual del elemento.

CASO B:

Mala estructuración. Esto se debe a que es muy frecuente que se utilicen vigas de claro corto y de gran peralte, evidenciando una falta de ductilidad intrínseca en sus proporciones. Este problema se observa especialmente en zonas de escaleras donde la estructuración consiste a veces en la colocación de columnas adicionales a las de los marcos principales, con el fin de construir un cubo de escaleras. Sucediendo de esta manera, que algunas vigas tienen claros demasiado cortos, y por lo cual fallan por tensión diagonal o corte, tal como se observa en la figura 13.

Otra situación común que origina la mala estructuración de edificios y produce este tipo de fallas, es cuando se unen por medio de una viga corta, elementos de gran rigidez.

El caso observado en la figura 13 es un caso comparable al de las columnas cortas; es decir, la fuerza cortante de la viga aumenta de manera más pronunciada que los momentos flexionantes.

La situación de estas fallas es más grave, si no se cuenta con suficiente cantidad de refuerzo transversal para proporcionar a las vigas la ductilidad necesaria para que puedan sufrir grandes deformaciones. Esta forma

de estructurar siempre estará condenada a sufrir daños, y es difícil, aunque no imposible, hacer una nueva reestructuración.

CASO C:

Cortante por torsión. Esta es una falla de tipo frágil, en la que el concreto se aplasta. Se puede afirmar que ocurre por flexión en un plano inclinado de 45° con respecto al eje longitudinal de la viga.

Una vez aparece una grieta importante de tensión diagonal en una viga, esta se deteriora rápidamente. Además, la longitud de la viga aumenta uniformemente ante ciclos de carga sucesivas, al producirse un número creciente de grietas de tensión diagonal, las cuales siguen abriéndose.

A. DEFORMACIONES EN LAS REGIONES CERCANAS A ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE GRIETAS CORTANTES.

Las grietas por tensión diagonal en las zonas de las articulaciones plásticas aumentan la rotación plástica disponible al extender la zona de cedencia a lo largo del miembro. Para un patrón dado de grietas por tensión diagonal, con inclinaciones y posiciones conocidas, se pueden estimar los esfuerzos del acero en las grietas, mediante las ecuaciones de la estática, utilizando las ecuaciones del equilibrio que toman en cuenta el efecto del cortante, transmitido por el refuerzo de cortante.

Una vez determinados los esfuerzos en el acero, se puede calcular la elongación del acero a partir de la separación de las grietas, la distribución del esfuerzo de adherencia y la curva esfuerzo-deformación del acero, utilizando las ecuaciones

$$f_{s_{max}} - f_{s_{min}} = \frac{0.5a}{0} \frac{4u}{d_b} dx$$

$$s = 2 \frac{0.5a}{0} s dx = \frac{d_b}{2} \frac{f_{s_{max}}}{f_{s_{min}}} \frac{s}{u} dfs$$

La rotación se calcula utilizando la siguiente ecuación, en la cual una de sus aproximaciones es la profundidad del eje neutro a lo largo de la longitud del elemento es constante en el valor de la sección agrietada (6):

$$\theta = \sum_{i=1}^n \frac{s_i}{d - k_i d} \quad \text{en donde}$$

- $f_{s_{max}}$ = esfuerzo máximo en servicio del acero de refuerzo en Kg/cm²
- $f_{s_{min}}$ = esfuerzo mínimo del acero de refuerzo en Kg/cm²
- dfs = diferencial del esfuerzo
- dx = diferencial de longitud tomada en el calculo
- d_b = diámetro de la varilla de refuerzo en cm.
- d = profundidad efectiva del acero a tensión en cm.
- $k_i d$ = profundidad del eje neutro en la grieta del elemento "i"

(6) et. al. Cracks in concrete: Causes and prevention. Concrete construction magazine. Addison, Illinois. 1982. Pag. 23

- s_i = elongación del acero entre los extremos del elemento "i" en cm.
- a = espaciamiento entre grietas en cm.
- s = elongación del acero de refuerzo
- u = esfuerzo de adherencia
- O = rotación total de la viga analizada
- deformación unitaria del acero de refuerzo

Quizá la mayor dificultad en el cálculo resida en postular la inclinación y posición de las grietas de tensión diagonal. Las anteriores consideraciones indican la dependencia de la rotación última de la fuerza cortante presente en la región de la articulación plástica. Si el esfuerzo cortante es suficientemente elevado para provocar grietas de tensión diagonal, se forma una articulación de grieta cortante y aumenta la capacidad de rotación plástica, ya que las deformaciones plásticas ocurren en una zona más amplia. Sin embargo es evidente que todavía no se pueden determinar analíticamente el comportamiento detallado de la zonas de articulación plástica con cortante.

B. MECANISMO DE RESISTENCIA AL CORTANTE EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO, CON REFUERZO EN EL ALMA

B.1 Papel del refuerzo en el alma.

La inclusión de refuerzo en el alma tal como los estribos, no cambia fundamentalmente los mecanismos de resistencia al cortante. Los voladizos del concreto, que son los elementos principales del mecanismo de viga, actúan como voladizo con estribos.

La presencia de estribos también es benéfica a la acción de viga ya que, entre otros aspectos, contribuyen a la resistencia de los mecanismos de cortante de la siguiente manera.

- (a) Mejora la contribución de la acción de dovela. Un estribo puede soportar efectivamente una varilla longitudinal que está cruzada por una grieta cortante de flexión próxima al estribo.
- (b) Suprime los esfuerzos de tensión por flexión en los bloques de voladizo.
- (c) Limita la abertura de las grietas diagonales dentro del rango elástico, realzando y preservando con ello la transferencia de cortante, mediante la trabazón del agregado.
- (d) Proporciona confinamiento cuando los estribos están espaciados suficientemente cerca, aumentando con ello la resistencia a compresión de las localidades especialmente afectadas por la acción de arco.
- (e) Impide la ruptura de la adherencia cuando se desarrollan grietas de desgajamiento en las zonas de anclaje debido a las fuerzas de dovela y anclaje.

B.2 Transferencia de cortante a través de entrecaras preagrietadas de concreto.

En la figura 15 se observa una consideración de dos superficies de

trabazón, ásperas, a los largo de una grieta en el plano de cortante general, e indica que se requerirán desplazamientos a cortantes bastante mayores que los que se encontrarán a lo largo de las entrecaras inicialmente no agrietadas, para trabar efectivamente las partículas de agregado que sobresalen a través del plano del cortante.

A mayor anchura de grieta, mayor será el desplazamiento a cortante y menor la resistencia última alcanzable. También es evidente que conforme aumenta el desplazamiento a cortante, las masas de concreto a ambos lados de la grieta se empujan, alejándose. En consecuencia, el ancho de las grietas tiende a aumentar. A menos que se domine la tendencia de aumentar el ancho de la grieta mediante una fuerza efectiva de agarre o de restricción, se podrá transmitir muy poco cortante.

En la figura 16 se muestran relaciones típicas de esfuerzo cortante Vrs. desplazamiento cortante, obtenidas en el laboratorio. No había refuerzos que atravesaran la grieta, sin embargo su ancho se mantuvo constante mediante fuerzas externas de agarre. Se observó una respuesta bilineal, hasta un esfuerzo cortante promedio de Aprox. 1000 Lb/Pie² (690 N/cm²). A cargas bajas se requiere un desplazamiento mayor antes de que las partículas mayores entren en contacto, después de lo cual la junta se hace más rígida. Cuando los investigadores utilizaron distintos tipos de agregados no notaron diferencia significativa en la respuesta de la probeta, utilizando tamaños nominales de 3/8" y 3/4". En una estructura real, tanto el ancho de la grieta como la fuerza de agarre varían conforme aumentan la carga y el desplazamiento a cortante.

Se puede controlar la abertura de la grieta mediante refuerzo que normalmente cruza el plano de cortante en forma perpendicular. Dichas varillas también estarán sujetas a desplazamientos por cortante, por lo que se puede transmitir cierta cantidad de cortante adicional, mediante la acción de dovela. A menudo los diseñadores confiaban intuitivamente en esta acción de dovela, al igual que los remaches y tornillos en el diseño y construcción del acero.

C. REFUERZO Y REPARACIÓN DE VIGAS FALLADAS POR ESFUERZOS DE CORTE

En cortante los fallos pueden producirse fundamentalmente por la falta o mala colocación de la armadura transversal. También estos fallos pueden tener su origen en un error de cálculo, bien en un error de ejecución, o pudiendo ser debidos a la aparición de nuevos esfuerzos, más importantes que los previstos, y que son consecuencia de haber cambiado el destino del edificio, con aumento de sobrecargas de uso sobre las previstas en el proyecto inicial.

- (a) Se procede inicialmente a comprobar los esfuerzos de los materiales de la viga (o sea F_y del acero y f'_c del concreto); enseguida se estudian las causas de las fallas y se reestructura, proponiendo una nueva sección, ya que la existente se considera no suficiente, además por ser necesario rigidizar el marco en el que se halla.
- (b) Las pequeñas grietas por tensión diagonal son reparadas localmente en forma cuidadosa y controlada, inyectando resinas epoxi a presión, cuyo proceso se analiza con detalle en la sección del anexo, relativo a resinas epóxicas.

- (c) Mediante un nuevo análisis se obtienen esquemas que incluyen el momento último y su respectivo cortante.
- (d) Se determina la resistencia de la viga original y se determina el momento resistente, para lo cual es necesario determinar la efectividad "K" de la inyección de resinas epóxicas. Con esto se determina el momento resistente de la siguiente forma:

$$M_r = K * O / M$$

en donde M_r = momento resistente
 K = efectividad de la inyección de resina epóxica
 O = 0.9
 M = momento calculado según la sección actual.

- (e) Seguidamente se calculará el momento del acero adicional en la siguiente forma:

$$\text{Momento Último} = \text{Momento Resistente De} \\ \text{Nuevo Análisis} \quad \text{La Actual Sección}$$

- (f) Se calcula el área de acero, tomando muy en cuenta que:

$$A_{s_{\text{max}}} = 0.5 * p * b$$

en donde $A_{s_{\text{max}}}$ = área de acero máxima calculada
 p = cuantía del refuerzo
 b = dimensión de la base en la dirección tomada

- (g) Seguidamente se procede al cálculo de los estribos, suponiendo generalmente un porcentaje de disminución de capacidad de la sección.
- (h) Por último, para permitir combinaciones de carga no tomadas en cuenta en el diseño, se requiere una cantidad mínima de refuerzo transversal en el alma, colocado a lo largo de toda la viga. En las regiones de potenciales articulaciones se especifica un espaciamiento más reducido entre los estribos.

A continuación se presentan distintos métodos de colocación de refuerzo tanto longitudinal como transversal, las que se describen a continuación:

C.1. REFUERZO DE UNA VIGA MEDIANTE UN POSTENSADO EXTERIOR:

Si las grietas son verticales se puede postensar exteriormente en dirección longitudinal. Esto tiene como consecuencia, la introducción de una carga axial exterior, que aumenta la capacidad para resistir cortante y flexión, de acuerdo a ensayos realizados en laboratorio. (Ver Fig. 17).

El postensado se define, en un elemento estructural, como la operación de "someterlo a cargas o fuerzas adicionales, que determinan tensiones tales, que al componerse con las que provienen de las cargas, dan, en todos los puntos, resultantes inferiores a las tensiones límites que los materiales pueden soportar indefinidamente su alteración".

El postensado tiene la ventaja de generar fuerzas que aseguren el equilibrio y la resistencia de la estructura, al seguir deformándose bajo la acción de las sollicitaciones exteriores. También la ventaja radica en la recuperación que se hace de los elementos deformados, aparte de reforzarlos. Se ha aplicado ampliamente con mucho éxito en refuerzos estructurales tanto a cortante y torsión, como a flexión.

Por el tipo de trabajo a realizar en el postensado, es necesario disimularlos, ya sea mediante recubrimientos de mortero, cielo falso, etc.; además, el rozamiento entre los cables y las piezas de empuje debe ser mínimo, a fin de no tener que realizar tensiones excesivas, con peligro incluso de los propios cables.

Este refuerzo en vigas se hace mediante la colocación de tirantes formados por barras de acero roscadas en sus extremos, apoyadas a los costados de las vigas y puestas en tensión por medio de tuercas que transmiten su tensión a anclajes adecuados.

Una vez establecidas mediante cálculo de distribución de cables y sus tensiones de trabajo, hay que pasar a diseñar para cada caso en especial, los anclajes y las piezas especiales para efectuar los cambios de dirección de los cables, pues es lógico que con el postensado se busca adaptar los cables, previendo que tengan que pasar muy próximos a las fibras inferiores de las vigas en donde existen puntos situados bajo cargas puntuales y en los centros de los vanos. En el caso de vigas continuas, los cables siguen en cierto modo las leyes de momentos flectores con puntos bajos en los centros de las vigas y altos en los ejes de las columnas.

La solución del refuerzo mediante el postensado es muy costosa pero a veces es la única en aquellas ocasiones en que la estructura presenta un estado dramático y, en aquellas otras, en las que no hay posibilidad de descargar la estructura.

C.2. REFUERZO DE UNA VIGA MEDIANTE REFUERZO TRANSVERSAL O ESTRIBOS:

La pérdida de ductilidad se puede compensar proporcionando estribos en la viga dañada. Pero se logra un mejor resultado si el esfuerzo transversal se coloca con varillas postensadas.

De acuerdo a ensayos realizados, la colocación de estribos en ésta, espaciados a no más de medio peralte efectivo ($d/2$), aumenta la ductilidad considerablemente, a tal grado, de cambiar el modo de falla de un estado frágil a un estado dúctil. (Ver Fig. 18).

C.3. REFUERZO DE UNA VIGA MEDIANTE PLACAS LONGITUDINALES DE ANCLAJE:

Si se quiere un incremento de refuerzo longitudinal, éste también puede proveerse con la inclusión de placas de acero pegadas con resinas epoxi a lo largo de la viga, con lo cual se han obtenido resultados satisfactorios que demuestran que la adherencia proporcionada por la resina es suficiente para asegurar que la sección estará reforzada en forma similar a una de concreto ordinario. (Ver Fig. 19).

C.4. REFUERZO DE UNA VIGA A CORTANTE MEDIANTE ELEMENTOS METÁLICOS LAMINADOS:

El aumento de sección de acero en la parte inferior de las vigas puede conseguirse mediante angulares cogidos por medio de presillas de acero, que atravesando el forjado atenan a toda la viga con el refuerzo. La anchura de las presillas suele ser como máximo de 0.25 m., siendo las distancias entre ellos muy variables, ya que éstas solo tienen una misión de atado y no rigidizadora, tal como ocurre en el caso del refuerzo de columnas, en el que las presillas evitan el pandeo de los angulares. A veces el conjunto es arriostrado mediante diagonales formando una celosía.

Este tipo de refuerzo no siempre es factible de realizar en la práctica, debido a que su eficacia deja mucho que desear, ya que al no existir una verdadera adherencia entre el concreto y el acero, los angulares no entran a trabajar a tracción simultánea y en conjunto con el concreto y las armaduras, sino que lo hacen de una forma independiente al flexionar y deformarse la viga a la que refuerzan. (Ver Fig. 20).

C.5. REFUERZO MEDIANTE RECRECIDO DEL CONCRETO ARMADO:

Si la viga tiene falta de armadura en la zona de tracción, cabe la posibilidad de hacer un refuerzo, colocando la armadura adicional que falta, dentro del recrecido del canto de la viga.

Para realizar este tipo de refuerzo se procede primeramente a picar la viga con un punzón fino, a fin de quitar la capa débil de lechada superficial de la cara inferior. Seguidamente se pica el concreto hasta encontrar los estribos de la viga y soldar a ellos unos nuevos de las dimensiones adecuadas que soporten los esfuerzos de deslizamiento longitudinal que puedan aparecer entre la viga y el concreto de refuerzo; seguidamente se colocan las armaduras longitudinales que faltan, los enconfrados y se procede a echar la nueva capa de concreto.

Una buena unión entre los dos concretos, el de la viga y el del recrecido puede lograrse mediante el empleo de adhesivos epóxicos adecuados para la unión de concretos de iguales o diferentes edades. (ver anexo relativo a epóxicos). (Ver Fig. 21.A).

C.6. REFUERZO MEDIANTE ACERO LONGITUDINAL DE REFUERZO SIN RECRECIDO:

Esta técnica de reparación consiste en abrir surcos longitudinales en la cara inferior de la viga para poder introducir en ellos las armaduras que faltan a la viga, rellenando después el espacio que queda entre las barras de refuerzo y los huecos correspondientes, con un mortero epóxico o con un mortero de cemento de alta resistencia y retracción controlada, y que de preferencia sea ligeramente expansivo.

Este sistema es más laborioso que el realizado con aumento de la sección de concreto; pero presenta la ventaja de que no hay que aumentar el canto de la viga. Sin embargo, la forma de trabajar las barras entre sí puede ser muy diferente, especialmente, si la viga no se ha descargado totalmente. El acero empleado en el refuerzo tendrá que poseer el mismo límite elástico que el de la viga inicial. (Fig. 21.B).

C.7. REFUERZO DE VIGAS A CORTANTE MEDIANTE ESTRIBOS ADICIONALES:

El objetivo de este sistema es darle resistencia adicional a la viga, ya sea debido a un diseño insuficiente o debido a cargas adicionales incrementadas durante el tiempo de vida transcurrido de la estructura.

Este método se realiza mediante la introducción de estribos o barras dobladas, faltantes en la viga. Para efectuar esta operación se abren surcos verticales en todo el contorno de la viga, de profundidad tal que se llegue a la(s) armadura(s) principal(es), y de espesor lo más pequeño posible. En estos surcos se introducen los nuevos estribos que se atarán bien a las armaduras principales, y de ser posible se les pondrán puntos de soldadura.

Una vez realizada esta operación se procede a cerrar los huecos por medio de mortero epoxi o un mortero de cemento ligeramente expansivo.

Si se trata de colocar barras inclinadas, las operaciones son casi idénticas, pero hay que asegurarse de haber realizado un atado eficaz con las armaduras existentes en la viga. Por supuesto que para realizar este tipo de refuerzo, hay que asegurar y arriostrar las vigas afectadas y de ser posible descargarlas. Si esto no fuese posible, habrá que hacer en el cálculo del refuerzo las consideraciones oportunas de acuerdo con el estado tensional en que se encuentran las armaduras existentes y el concreto de la viga. (Ver Fig. 22).

C.8. REFUERZO MEDIANTE LLAVES:

En este sistema no es necesario la colocación adicional de estribos, por lo cual puede emplearse el sistema de colocación de llaves en la cara inferior de la viga a reforzar, a fin de absorber los cortantes que aparecen entre el concreto existente y el nuevo que se va a colocar.

La capa de concreto que se va a colocar en la zona de refuerzo, es preferible que se proyecte mediante gunitado y, después de haber colocado un adhesivo epóxico a toda la superficie sobre la cual se va a realizar la proyección. (Ver Fig. 23).

C.9. REFUERZO MEDIANTE ARMADURAS COSIDAS:

Este es otro sistema cuyo objetivo consiste en reforzar una viga en la zona de momentos positivos a tracción, y puede ser siguiendo cualquiera de los dos esquemas que aparecen en la Fig. 24.

La elección de uno u otro se hará de acuerdo con la facilidad de ejecución. Aunque el camino a seguir está claramente representado en las figuras, conviene aclarar varios aspectos:

- (a) Las perforaciones para el paso de los estribos deben realizarse con broca de 20 mm.
- (b) Que las barras suplementarias de refuerzo deben colocarse debajo de las existentes y lo más cerca posible a ellas para no cambiar

sensiblemente la distancia cobaricéntrica, ya que, una vez introducidos los estribos, los huecos existentes entre ellos y los agujeros deben llenarse con pasta de cemento inyectada, que tenga una relación agua/cemento no mayor a 0.40.

- (c) Al proceder a colocar el nuevo concreto, se debe poner en tramos sucesivos no mayores a un metro de longitud, debiendo esperar un tiempo aproximado de 3 días antes de colocar el tramo siguiente. Es conveniente colocar una película de adhesivo epoxi para unir los concretos. (Ver. Fig. 24).

C.10. COMENTARIOS RESPECTO A REFUERZO DE VIGAS SOMETIDAS A CORTE:

Mediante las técnicas estudiadas es posible realizar refuerzos importantes de los elementos estructurales dañados. No siempre hay que aferrarse a un método de refuerzo determinado, ya que, pueden existir otras muchas soluciones de refuerzo del elemento estructural que resuelva el problema y quizás de una forma más segura, rápida y económica.

2.1.3 FALLAS POR CORTANTE EN MUROS

La excesiva flexibilidad de una estructura es inconveniente, por lo que una manera de rigidizarla es colocando muros de cortante convenientemente ubicados, pudiendo ser de mampostería reforzada o de concreto reforzado. En edificios de planta alargada, si la relación de la altura del edificio a su dimensión menor de la base es pequeña, podría pensarse en colocar muros laterales extremos. Esto, a pesar de que no causa torsiones, tiene el inconveniente que la losa puede sufrir deformaciones en su plano, por lo que pueden haber fallas en sismos subsecuentes.

Si el edificio es esbelto existe otro inconveniente, que es la introducción de momentos de volteo, que puede hacer fallar la cimentación, además de introducir importantes cargas axiales de tensión y compresión en las columnas.

La colocación de los muros de corte deben hacerse a lo largo de toda la altura, evitando cambios bruscos de rigidez, de lo contrario, la mayor parte de la energía producida por un sismo va a ser absorbida por deformaciones inelásticas proveniente de los pisos más "débiles", con el consiguiente riesgo de fallas frágiles.

Es común que se presenten casos en los cuales los pisos superiores tienen gran rigidez, mientras la planta baja es bastante flexible. Por lo que la manera de evitar las fallas consiste en desligar los muros superiores y rigidizar los marcos mediante un aumento de sección, o bien, colocar en la planta baja muros de rigidez.

En los muros de corte, si la relación $h/l > 2.5$ se consideran como esbeltos, por lo que pueden ser tan flexibles, que antes de alcanzar una falla por cortante, la alcanzan por flexión. Esto se debe a que el momento de volteo hace trabajar al muro como una viga en voladizo. En edificios altos se presenta este tipo de falla, al existir poca cantidad de muros, que bien, o sirven como muros colindantes, o bien para el cubo de los elevadores.

Las fallas en estos elementos estructurales se caracterizan por el aplastamiento del concreto en la zona de compresión, después de una influencia considerable en el acero en tensión. El muro presenta un estado de grietas uniformes cerca de la base. Es común, que después del aplastamiento del concreto, se pandee el refuerzo longitudinal concentrado en la zona de la falla.

La falla puede ser además por flexión combinada con cortante que se produce por un sobre esfuerzo del muro y es de tipo frágil, produciendo una grieta mayor.

Se ha observado que se logran mayores ductilidades, aún con cargas axiales de consideración, si se concentra el refuerzo en los extremos, y especialmente si se cuenta con un mayor espesor del muro en esas zonas, en las que debe haber un confinamiento adecuado, para evitar el pandeo de las varillas longitudinales.

El problema de cortante es más crítico en muros cortos, ya que en ellos la falla es frágil, presentando grandes grietas diagonales. En éstos, el refuerzo vertical es el más importante, ya que mientras la relación h/a va creciendo, el refuerzo horizontal también va adquiriendo mayor importancia. La resistencia a la falla, y especialmente la ductilidad, va aumentando considerablemente por la presencia de columnas o muros transversales en los exteriores.

Los muros de corte se agrietan notablemente a factores de ductilidad mucho menores que los marcos, pero aún pueden soportar grandes deformaciones. Los períodos naturales de vibración, después de un agrietamiento severo fueron de 50 a 110% mayores que a deformaciones pequeñas. Y los coeficientes de amortiguamiento fueron del orden del 3% a deformaciones pequeñas, y de 4 a 9% después de un agrietamiento severo. También en algunos ensayos se ha observado que los grados de amortiguamiento son menores en modelos de concreto preesforzado.

A. REPARACIÓN DE MUROS DEBIDO A ESFUERZOS CORTANTES

Analizando los mecanismos de falla y la influencia que tienen algunos factores en su comportamiento, la cantidad y la distribución existente del refuerzo, el nivel de carga, etc., se pueden establecer lineamientos para la reestructuración y reparación de muros dañados.

En primer lugar, si se trata de grietas pequeñas, se pueden inyectar resinas epóxicas directamente y a presión dentro de las grietas, o bien, si estas son más severas, se puede picar el concreto a manera de hacer pequeñas ranuras en forma de V, transversalmente a la dirección de la grieta para que después sean selladas con mortero de cemento y aditivo estabilizador de volumen, o con un mortero de resina epóxica.

Para evitar nuevos agrietamientos por tensión diagonal, tanto en muros esbeltos como bajos, que poseen refuerzo uniformemente distribuido, deben ensancharse los extremos para asegurar un comportamiento dúctil; la cantidad de refuerzo adicional que se deba colocar, es la que pida el nuevo análisis.

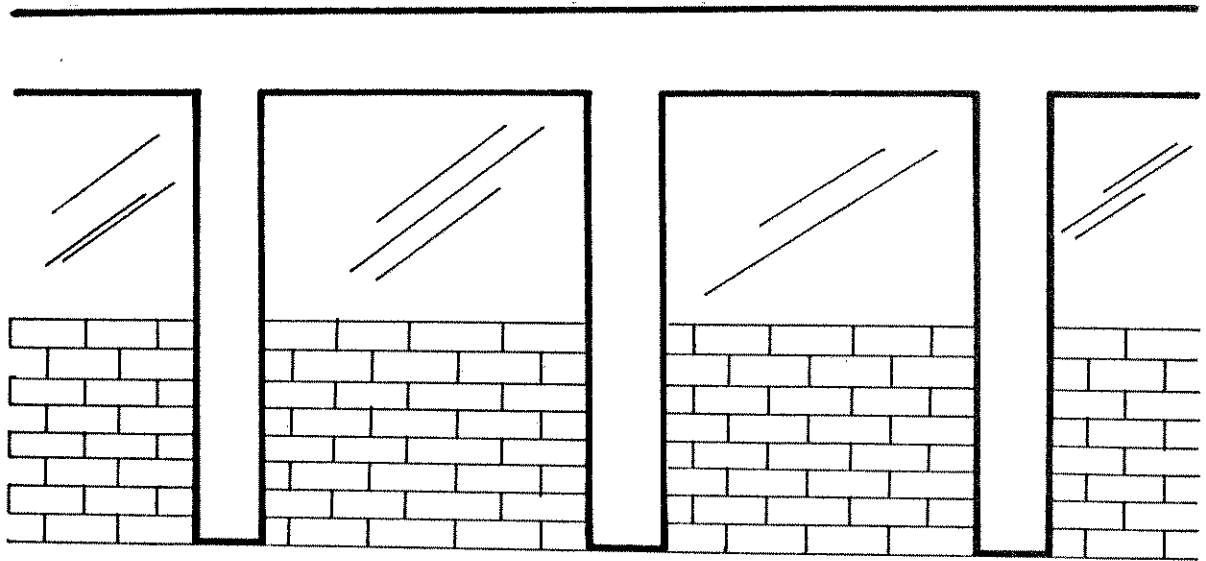


Fig. No. 1:
MARCOS ESTRUCTURALES LIGADOS A MUROS, CAUSANDO FALLAS
DIAGONALES POR ESFUERZOS DE CORTE.

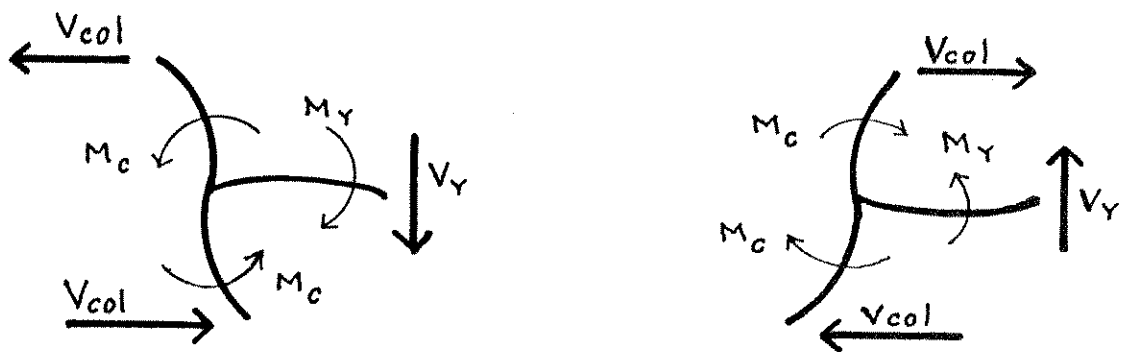


Fig. No.2:
DIAGRAMA DE FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES EN LA
UNION VIGA - COLUMNA.

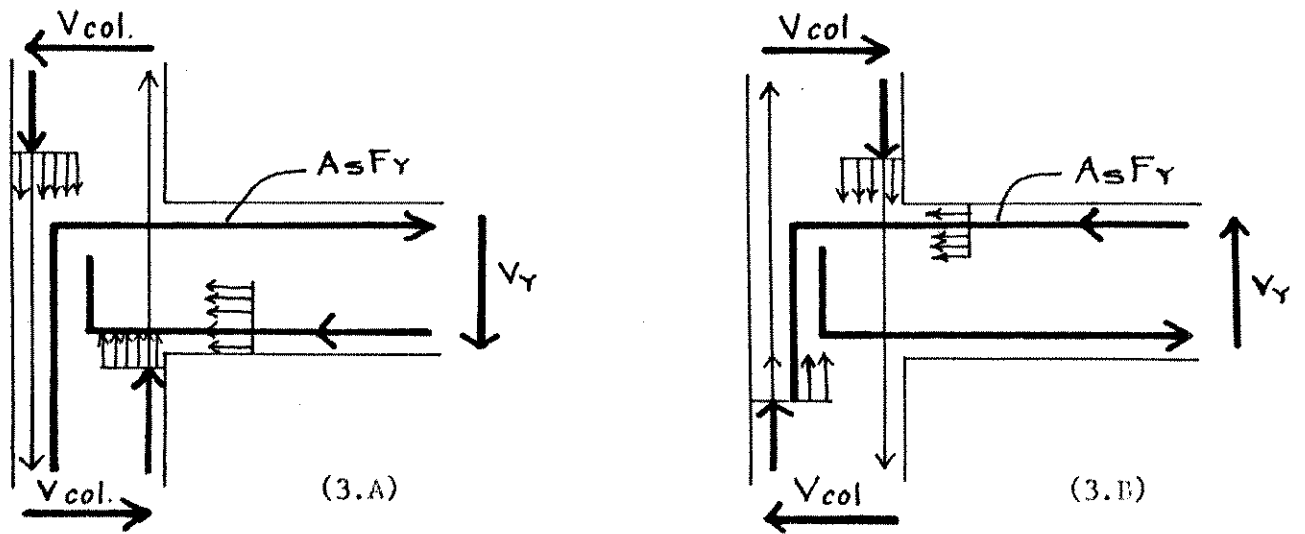


Fig. No. 3:
DIAGRAMA DETALLADO DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES
EN LA UNIÓN VIGA - COLUMNA.

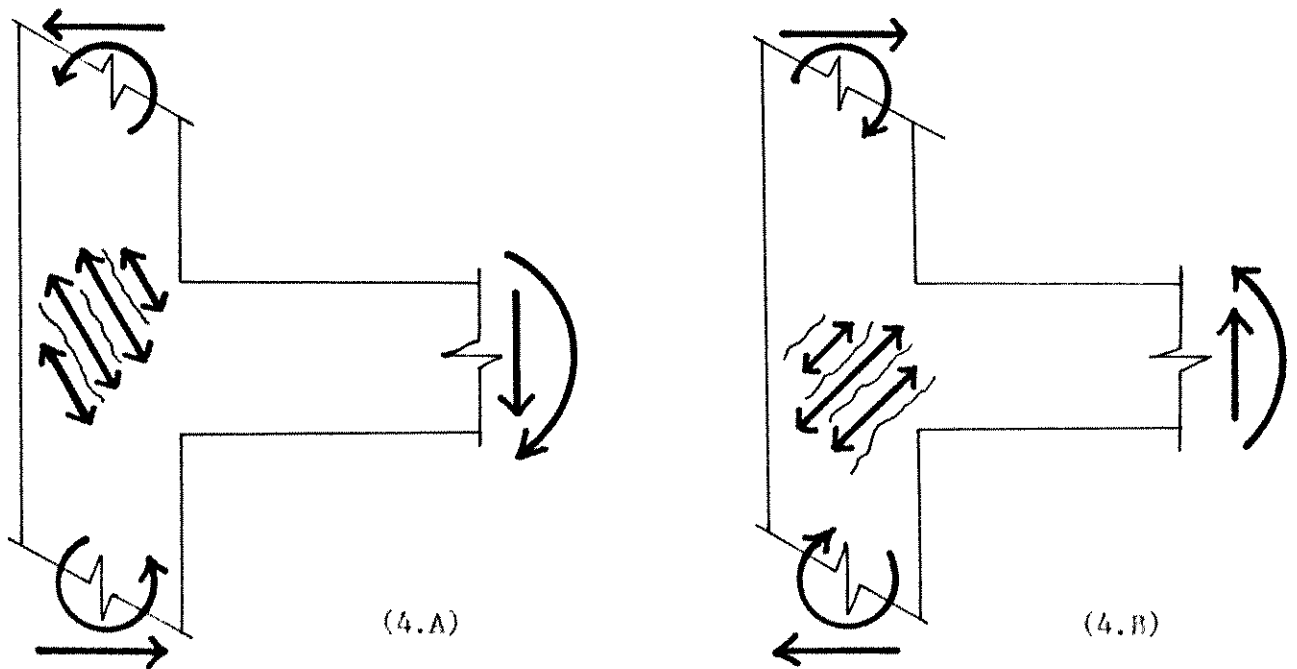


Fig. No. 4:
GRIETAS DIAGONALES Y FUERZAS DE COMPRESIÓN DIAGONALES
CAUSADAS POR LOS ESFUERZOS DE CORTE.

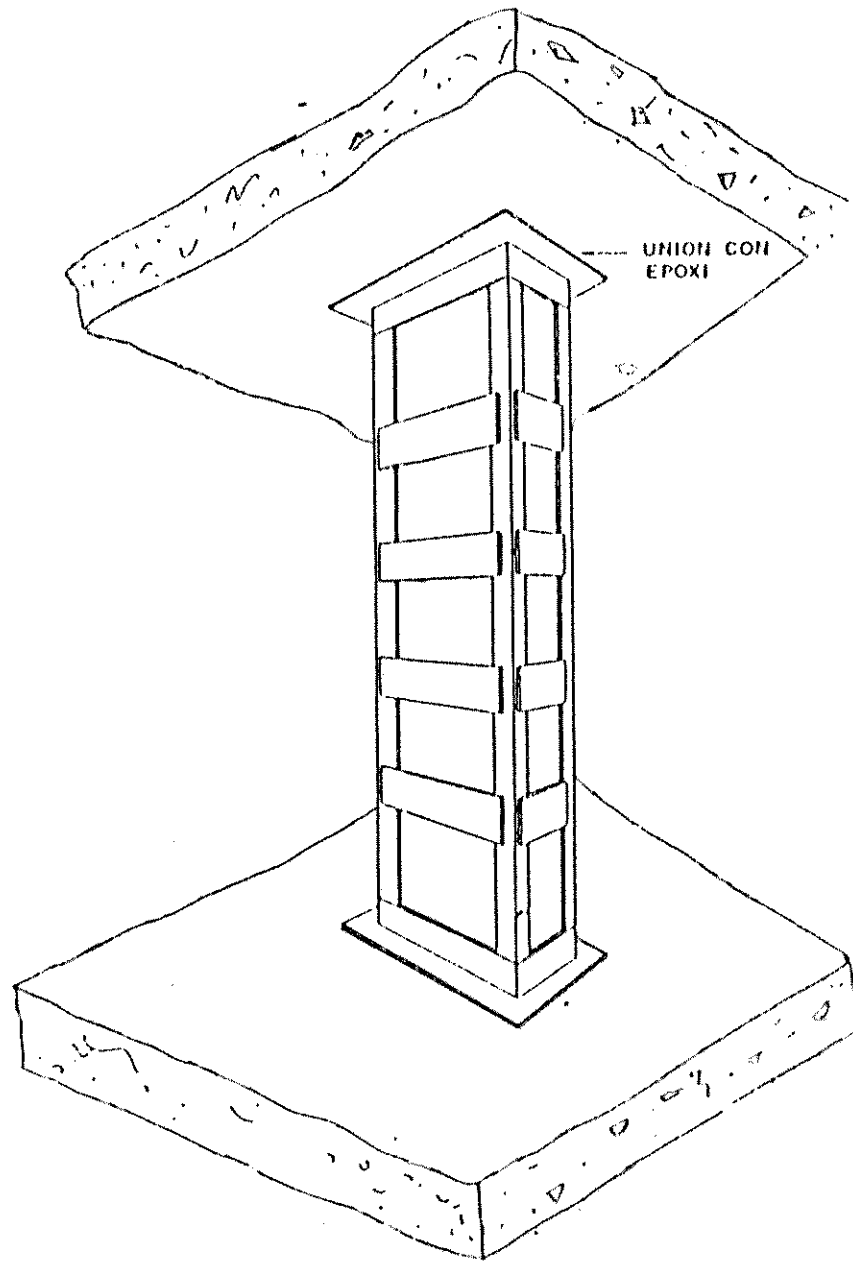
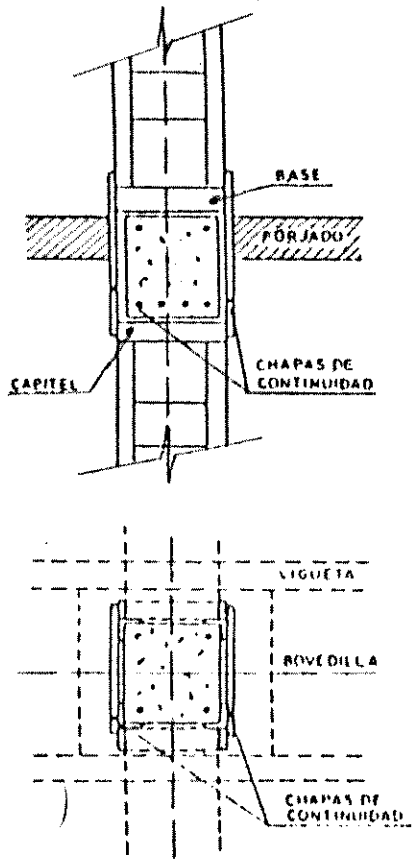
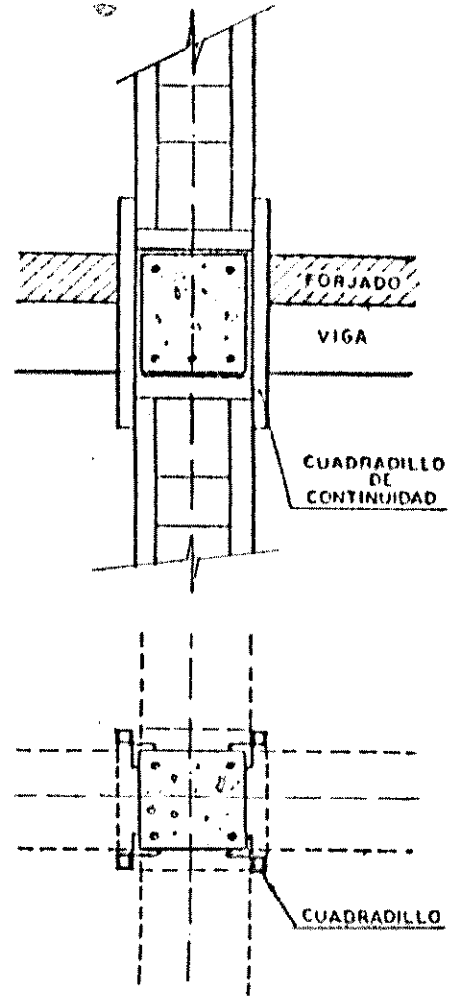


Fig. 5:
REFUERZO DE UNA COLUMNA MEDIANTE ANGULARES METÁLICOS, A
TRAVÉS DE LA UNIÓN CON RESINAS EPÓXICAS.



(A)



(B)

FIG 6: Continuidad de un refuerzo metálico:
(A) Con palastro de acero.
(B) Con cuadrillos de acero:

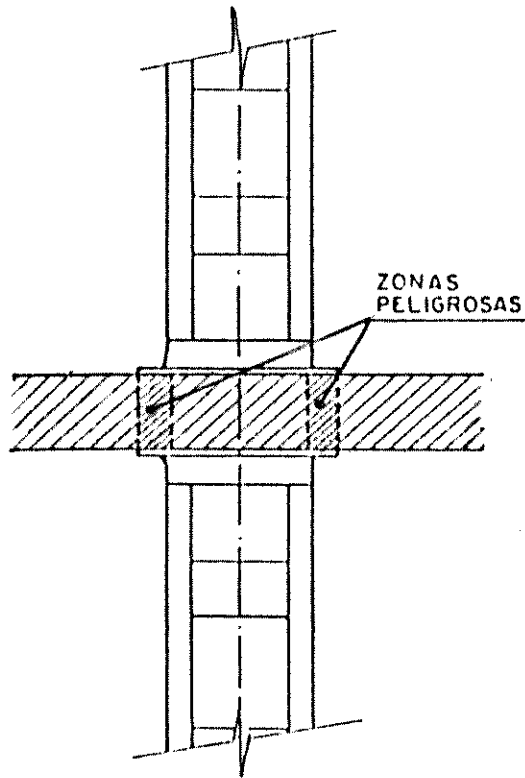


Fig. 7:
ZONAS PELIGROSAS DEL FORJADO EN UN REFUERZO SIN CONTINUIDAD.

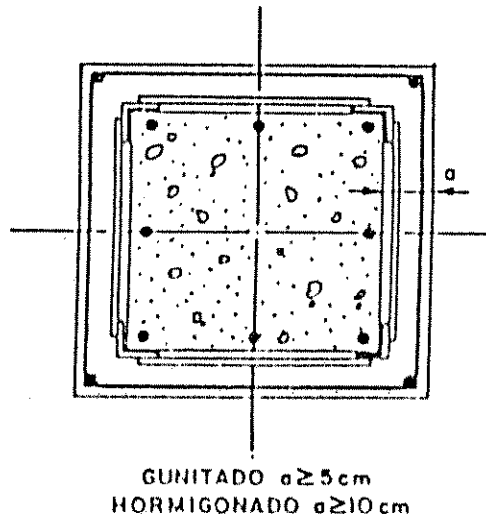


Fig. 8:
REFUERZO EN COLUMNAS DAÑADAS MEDIANTE
CONCRETO Y PERFILES METÁLICOS.

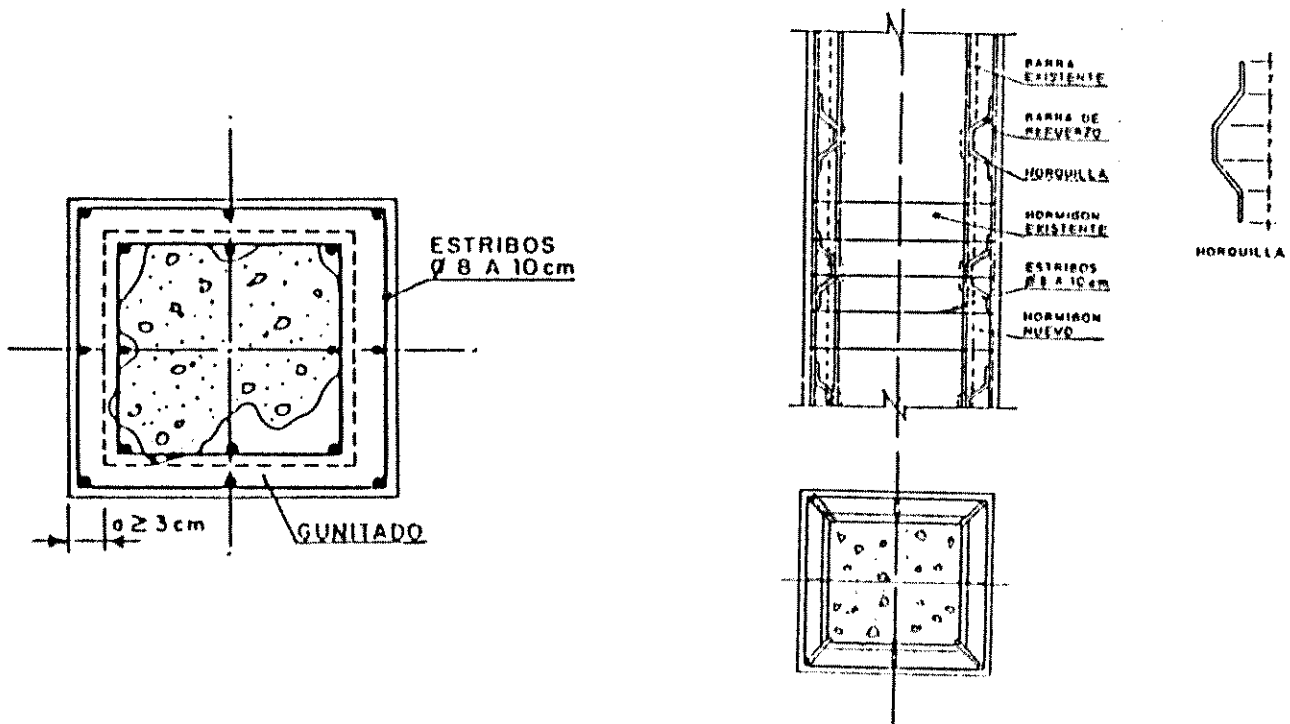


Fig. 9:
 REFUERZO EN COLUMNAS DAÑADAS MEDIANTE:
 (A) ESTRIBOS Y CONCRETO ADICIONAL.
 (B) MEDIANTE CONCRETO Y HORQUILLAS ADICIONALES.

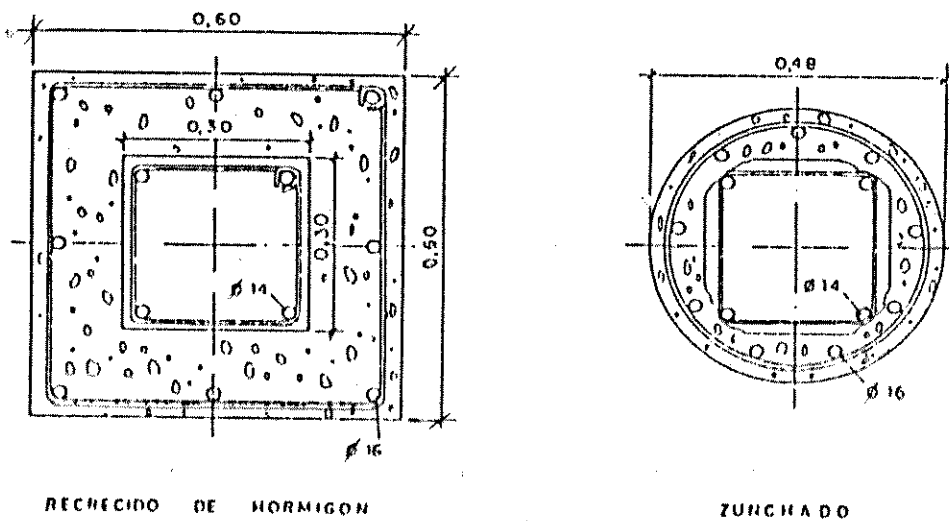


Fig. 10:
 COMPARACIÓN DE LAS DIMENSIONES CONSEGUIDAS PARA LAS MISMAS CARGAS
 MEDIANTE CONCRETO ARMADO Y MEDIANTE CONCRETO ZUNCHADO.

TIPOS DE FALLA EN ELEMENTOS DONDE PREDOMINA LA FUERZA CORTANTE

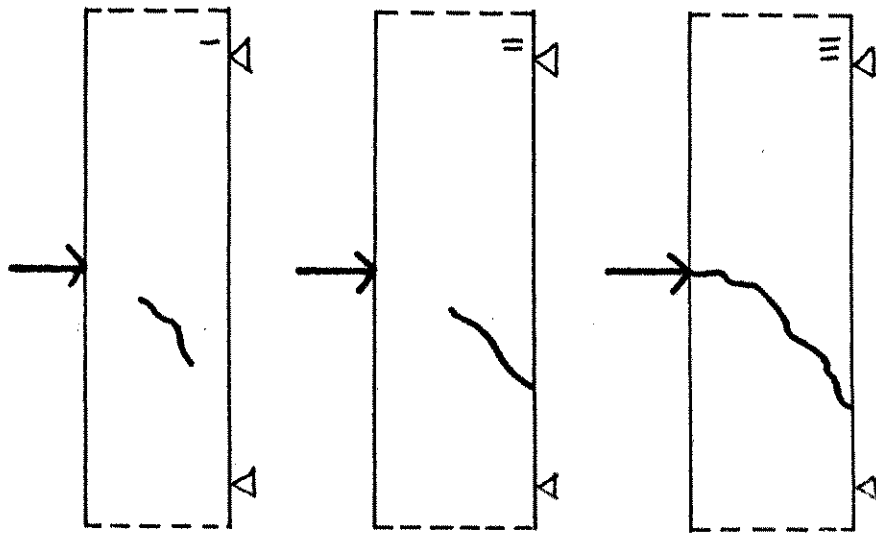


Fig. 11:
FALLA TÍPICA POR CORTANTE EN UNA VIGA.

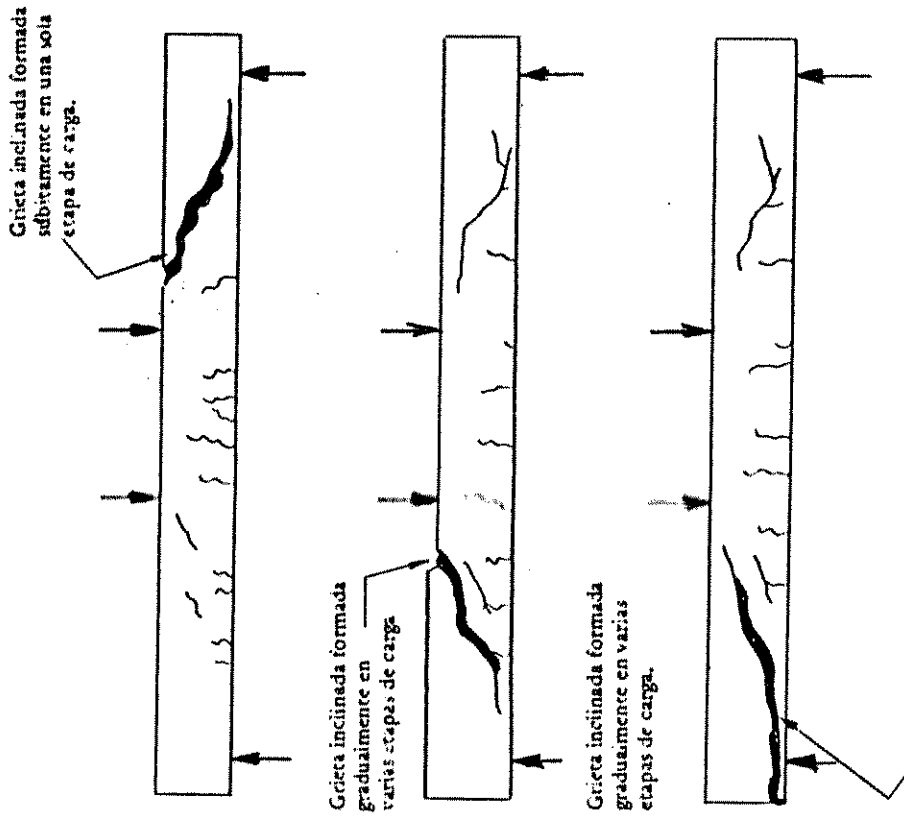


Fig. 12:
FORMACIÓN Y TIPO DE GRIETAS PRINCIPALES EN ELEMENTOS DONDE PREDOMINA LA FUERZA CORTANTE.

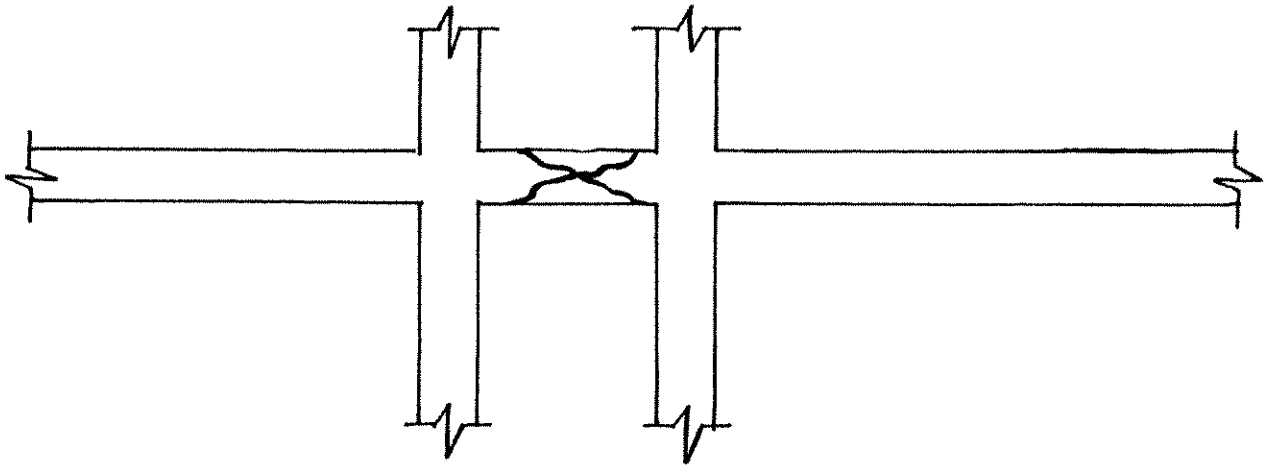


FIG. 13: Falla en viga por mala estructuración.

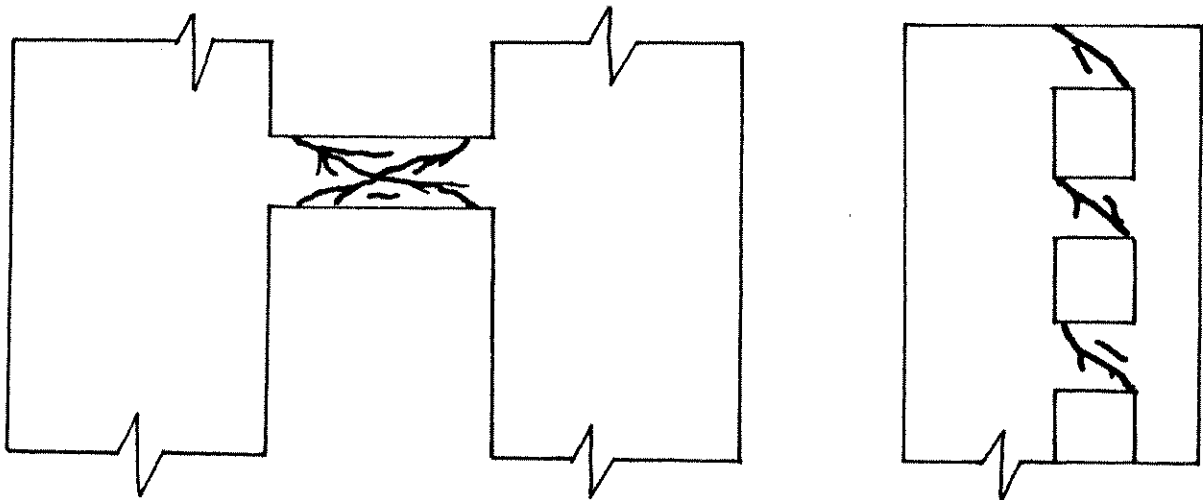


FIG. 14: Falla en viga por mala estructuración y unión a elementos de gran rigidez.

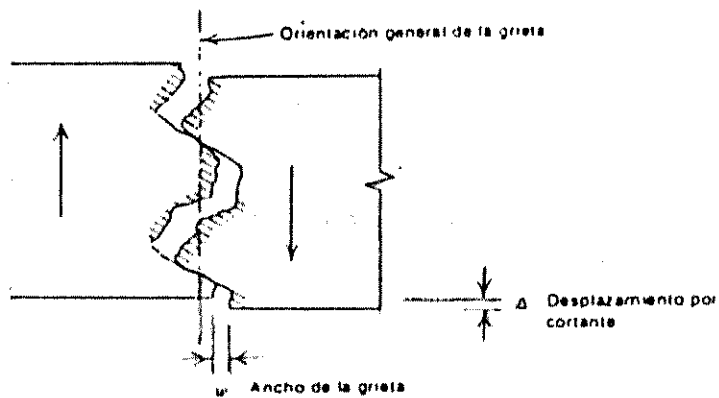


Fig. 15

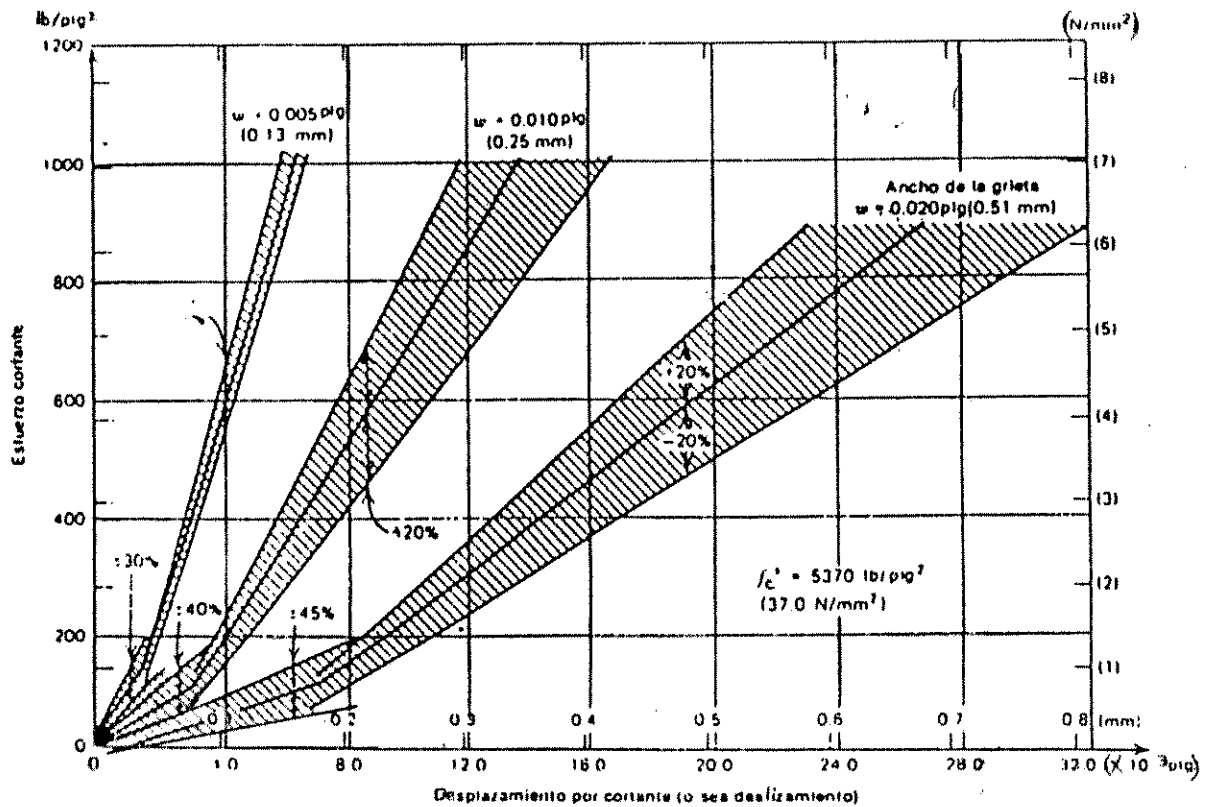


Fig. 16:
RELACIONES TÍPICAS ESFUERZO CORTANTE MEDIO, RELATIVO AL
DESPLAZAMIENTO DE CORTANTE EN LA TRABAZÓN DEL AGREGADO.

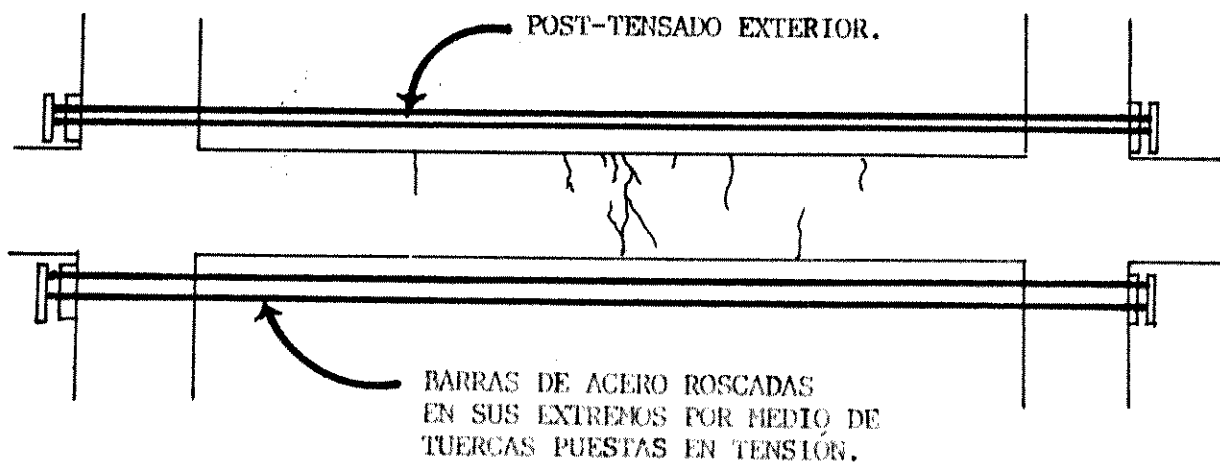


Fig. 17:
REPARACIÓN DE UNA VIGA MEDIANTE POST-TENSADO EXTERIOR.

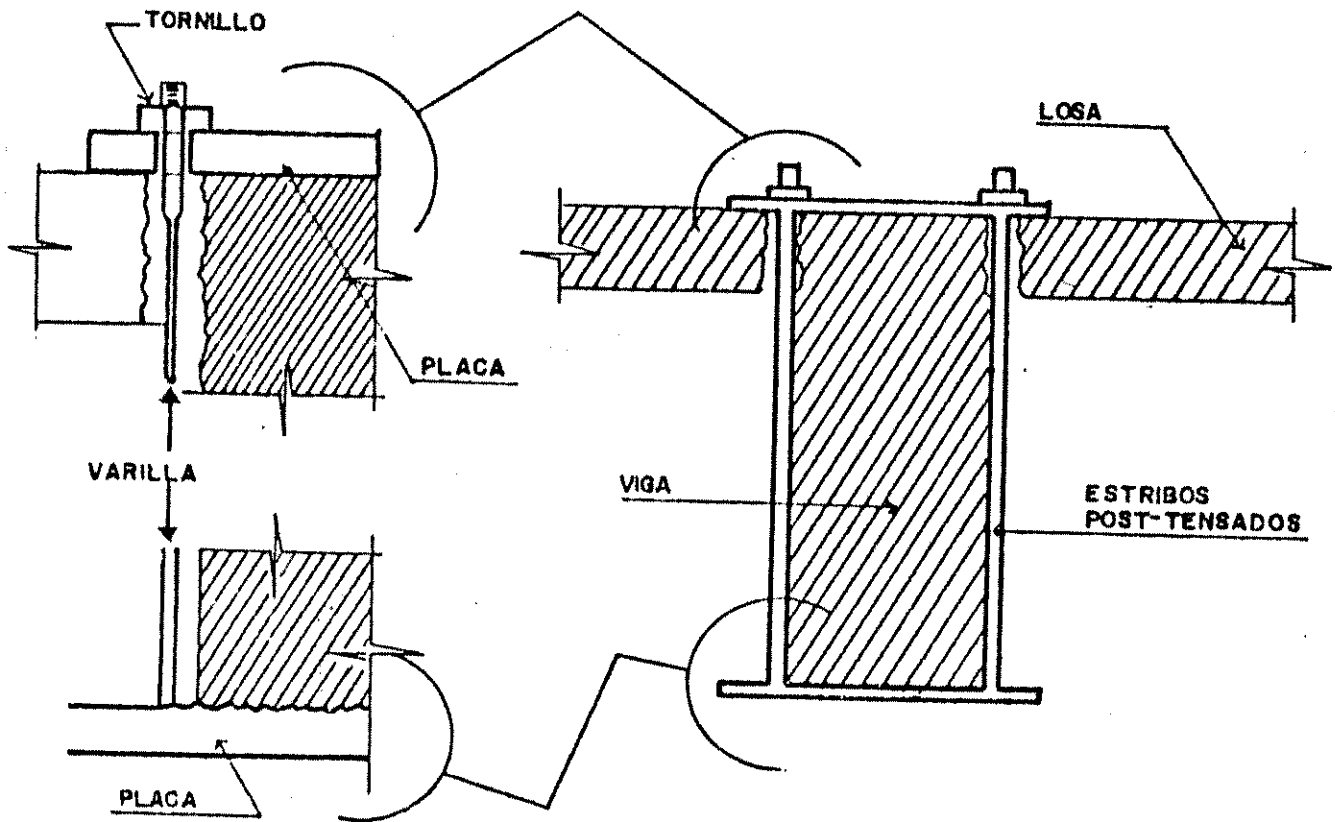


FIG. 18: Refuerzo de una viga mediante refuerzo transversal o estribos con varillas pre-tensadas.

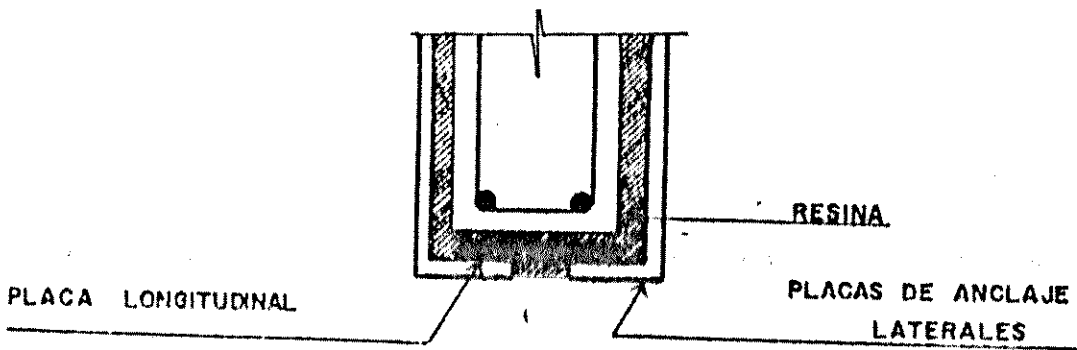


FIG. 19: Refuerzo de una viga mediante placas longitudinales de anclaje y resina epóxica.

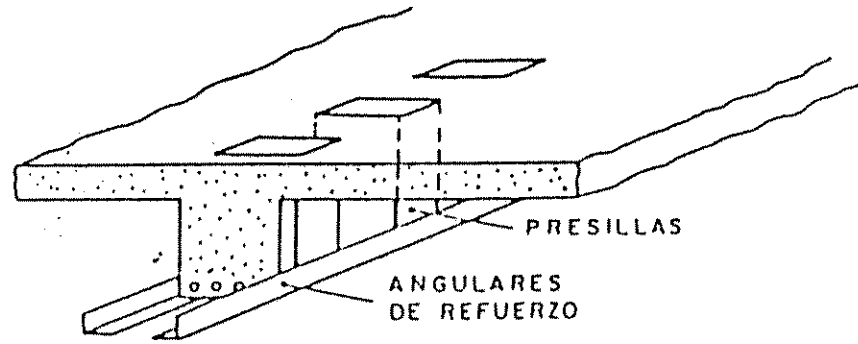


FIG. 20: Refuerzo mediante elementos metalicos laminados.

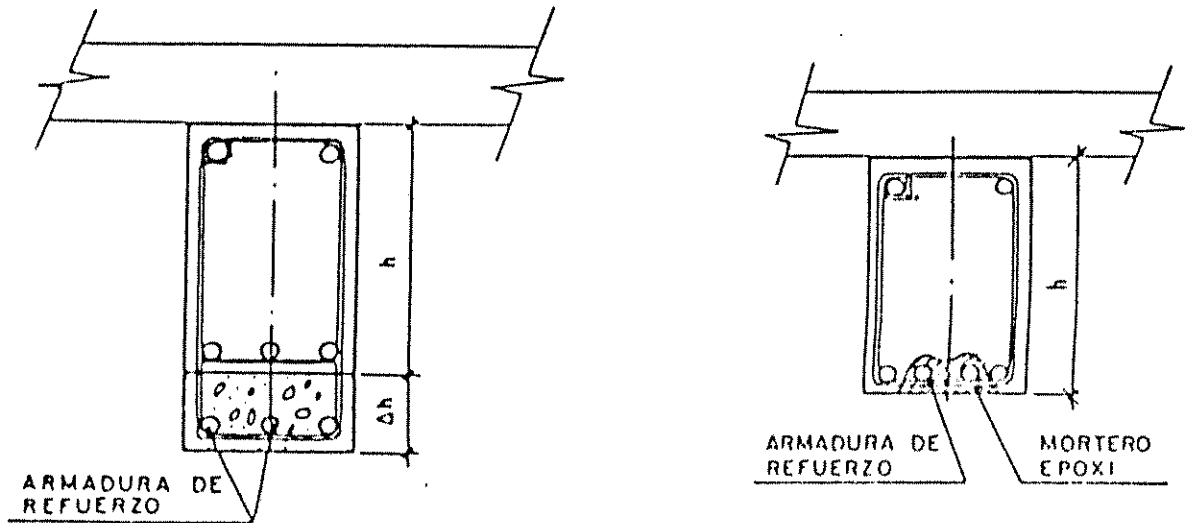


FIG. 21: Refuerzo de una viga mediante (A) recrecido de la sección, (B) Mediante acero longitudinal de refuerzo sin recrecido.

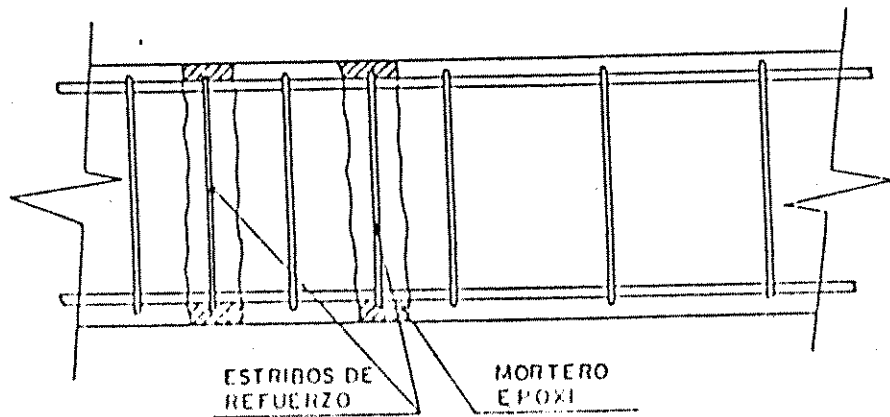


FIG. 22: Refuerzo de una viga a cortante mediante estribos adiferenciados.

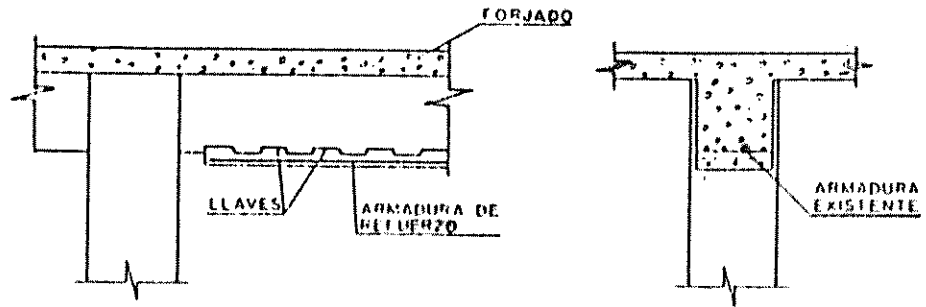


FIG. 23: Refuerzo de una viga mediante llaves.

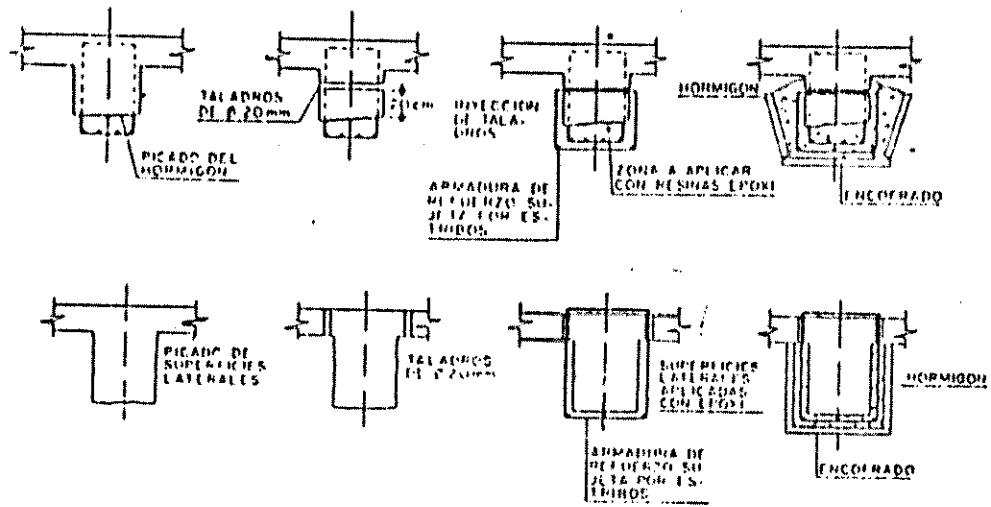


FIG. 24: Refuerzo de una viga mediante nueva armadura cosida a la misma, o una armadura cosida cosida al forjado.

2.2. FALLAS POR FLEXIÓN

Este es un tipo de falla que se presenta pura o combinada, ya sea con esfuerzos cortantes, tensión o compresión. Es la falla más común en vigas.

En la Fig. 25 se presenta el esquema de una viga, con una fisura de flexión típica, la cual se inicia en la armadura, progresa hasta la fibra neutra y se incurva al final, buscando la amplificación de la carga y deteniéndose al alcanzar la compresión.

Quando hay incompatibilidad entre las deformaciones existentes en el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea, se desarrollan microfallas de flexión no visibles al ojo, pudiendo empezar a niveles de esfuerzos menores a 600 Kg/cm² (9,000 psi) en el refuerzo.

A. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LAS FISURAS DE FLEXIÓN

- A.1 No afectan a toda la profundidad de la viga, ya que se detiene en las proximidades de la fibra neutra.
- A.2 Su aparición es de variado número y bastante juntas, especialmente si el acero es de alta adherencia.
- A.3 Las fisuras aparecen bajo los efectos de las cargas estructurales, y desaparecen al retirar estas cargas.
- A.4 Por lo general son perpendiculares al eje de la pieza, inclinándose luego más o menos, según el valor del esfuerzo cortante.

B. CAUSAS DE LAS FALLAS POR ESFUERZOS POR FLEXIÓN

- B.1 Falta de refuerzo longitudinal.
- B.2 Debido a la existencia de esfuerzos cortantes, en ejes no lineales (excéntricos), con respecto a cualquiera de sus ejes ortogonales.

C. MODO DE OCURRENCIA DE GRIETAS POR ESFUERZO DE FLEXIÓN, COMO CONSECUENCIA DE CARGAS APLICADAS O REACCIONES

El agrietamiento puede ocurrir en la zona a tensión de los elementos sujetos a flexión o tensión axial. Esta tensión puede ocurrir de cargas externas o reacciones. Las grietas se pueden formar perpendicularmente al eje del miembro, como en el caso de tensión axial o flexión sin fuerza cortante significativa, se pueden formar inclinadas con respecto al eje del miembro. Estas grietas inclinadas, que se conocen como grietas por tensión diagonal se considera que están controladas por el refuerzo transversal. (tal como se describe en la sección anterior).

D. EFECTOS DE LA TENSIÓN DEL CONCRETO ENTRE GRIETAS DE FLEXIÓN

En la Fig. 26 se representa un elemento estructural sometido a esfuerzos de flexión, el cual se ha agrietado a intervalos discretos, debido a que se ha excedido la resistencia a tensión del concreto. En la sección agrietada, el refuerzo de acero transmite toda la tensión. Sin embargo, hay cierto esfuerzo de tensión en el concreto entre las grietas, debido a los efectos de los esfuerzos por adherencia. La magnitud y distribución del esfuerzo de

adherencia entre las grietas determina la distribución de los esfuerzos de tensión en el concreto y el acero entre las grietas. A momentos mayores se pueden formar grietas adicionales entre las grietas iniciales, si se excede la resistencia a tensión del concreto. El espaciado entre las grietas finales se alcanza cuando ya no se puede transferir por adherencia del acero al concreto una fuerza de tensión de magnitud suficiente para formar una grieta adicional entre las dos existentes.

En las partes "c", "d", "e" se dan distribuciones idealizadas de esfuerzos de adherencia y esfuerzos de tensión del acero y concreto entre las grietas.

Debido a que el miembro transmite cierta tensión entre las grietas, claramente la rigidez a flexión es mayor dentro de las grietas que en las grietas mismas, según la parte "f". Debido a que la variación en la rigidez a flexión entre las grietas se hace difícil determinar con exactitud las deformaciones a partir de las relaciones momento-curvatura en el rango elástico, ya que no son aplicables a las secciones entre las grietas.

El código ACI sugiere utilizar el siguiente momento efectivo de inercia para determinar la rigidez a flexión para los cálculos de deflexiones de miembros agrietados en el rango elástico:

$$I_e = \frac{M_{cr}^3}{M_a} * I_g + 1 \frac{M_{cr}^3}{M_a} * I_{cr}$$

en donde

- I_e = Momento efectivo de inercia
- M_{cr} = Momento crítico, en el cual ocurre el primer agrietamiento
- M_a = Momento máximo en el elemento, en la etapa en que se está calculado la deflexión
- I_g = Momento de inercia en la sección bruta de concreto alrededor del eje centroidal, ignorando el refuerzo
- I_{cr} = Momento de inercia en la sección transformada agrietada (toda en el concreto).

Por lo anterior, el módulo de elasticidad del concreto y la rigidez a flexión obtenida utilizando el momento efectivo de inercia de la anterior ecuación, son los valores para las condiciones límites: "no agrietada y totalmente agrietada", en que la magnitud real depende del grado del agrietamiento. Y cuando el momento máximo excede considerablemente al momento de agrietamiento, la ecuación anterior indica que el efecto rigidizante de la tensión tomada por el concreto entre las grietas tiene menor significación, y el valor I_{cr} de la sección agrietada puede utilizarse con poco error. El efecto rigidizante de la tensión es pequeño en las regiones plásticas del elemento.

En elementos a flexión, la formación de grietas por flexión afecta la distribución longitudinal de esfuerzos, ya que cerca de una grieta, en un elemento a flexión se calcula a partir de la teoría elástica

E. MEDIDA DE LA SEPARACIÓN DE LAS GRIETAS EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

La medida de separación de las grietas, observadas en el nivel del refuerzo en los elementos sometidos a esfuerzos de flexión y a tensión, puede

expresarse como una función del espesor del recubrimiento del concreto "t", el cual ha sido medido desde el centro de la barra de refuerzo localizado cerca del lado en consideración. De acuerdo a la Ref (7), el promedio de la medida de separación entre grietas " a_{prom} " se encuentra en el rango de 1.3 a 2 veces el espesor del recubrimiento.

La anterior relación es utilizada en el cálculo del promedio del ancho de las grietas en elementos a tensión y flexión. Las discrepancias entre las medidas y cálculos de la separación de las grietas puede atribuirse a diferencias entre la distribución de esfuerzos, tanto asumidos como reales, en los alrededores inmediatos al refuerzo.

El promedio del ancho de las grietas, visible en la superficie a tensión del elemento a flexión, puede calcularse si se asume que la elongación o contracción del concreto, entre dos grietas a tensión, es menor, comparado con la elongación del refuerzo, y el cual puede ser despreciado.

Si esta suposición se produce, entonces el producto del número de grietas a tensión "N" a nivel del refuerzo, dentro de la longitud "L" y el promedio del ancho de las grietas " w_{prom} " será igual al total de la elongación del refuerzo, y en el cual "es" es el promedio de la deformación unitaria del acero, o sea:

$$w_{prom} * N = L * s$$

Puesto que el número de las grietas a tensión dentro de la longitud "L" es igual a (L/a_{prom}) , entonces la anterior ecuación se puede escribir de la siguiente forma:

$$w_{prom} = a_{prom} * s$$

Y conociendo que el promedio de la separación de las grietas es de aproximadamente 2 veces el espesor del recubrimiento, entonces:

$$w_{prom} = 2 t * s$$

La relación se aplica únicamente cuando el esfuerzo del acero excede de 1400 - 2100 Kg/cm² con un recubrimiento de 3 a 7.5 cm., y mayor a 3500 Kg/cm² para un recubrimiento de 15.0 cm. Así mismo, la relación anterior indica que el ancho de la grieta aumentará linealmente conforme aumente la deformación del acero de refuerzo.

Si se asume que las secciones transversales permanecen planas después de la deformación por cargas (la cual es una suposición básica en los cálculos de elementos sometidos a esfuerzos de flexión), entonces el total de la elongación en cualquier nivel en particular será proporción a la distancia desde el eje neutro. Si las distancias desde el eje neutro al nivel del refuerzo, y de la cara en tensión al eje neutro son iguales a h_1 y h_2 , entonces el total de la elongación en la base será h_1/h_2 veces el total de la elongación en el nivel del refuerzo. La separación de las grietas en la base puede entonces calcularse multiplicando los factores: w_{prom} y h_1/h_2 , tomando en cuenta el espesor "t" del recubrimiento de la base.

(7) RAMÍREZ CASTAÑEDA, Juan Antonio. cálculo y control de grietas flexionantes en vigas de concreto armado. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad San Carlos, Guatemala, 1.980. Pág. 27.

F. CÁLCULO Y CONTROL DE GRIETAS POR FLEXIÓN EN EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO:

Los valores permisibles del ancho de grietas por flexión, en la práctica, dependen principalmente del medio en que se tiene que servir la estructura, en especial desde el punto de vista de corrosión del refuerzo. El código ACI recomienda solamente dos anchos permisibles de grietas:

- F.1 para la exposición exterior es de 0.30 mm.
- F.2 para la exposición interior es de 0.40 mm.

También el código ACI da una predicción para vigas y losas en un sentido, basándose en la siguiente ecuación:

$$w_{max} = 0.0456 V t_b^3 / A * \frac{h_2}{h_1} * F_y * 10^{-6}$$

en donde w_{max} = ancho máximo permisible de la grieta en Pulg.
 t_b = distancia en pulg. desde la fibra extrema a tensión al centro de la varilla adyacente
 A = área de la sección del elemento
 h_2/h_1 = se fija como constante igual a 1.2
 F_y = esfuerzo de fluencia del acero (lbs/pulg²)

De la anterior ecuación, si se sustituyen los anchos permisibles de grietas en las 2 ecuaciones anteriores, se obtiene:

$$0.6 * F_y * V t_b^3 / A = 175,000 \text{ lb/pulg}^2 \text{ para exposición interior.}$$

$$0.6 * F_y * V t_b^3 / A = 145,000 \text{ lb/pulg}^2 \text{ para exposición exterior.}$$

en donde F_y = Esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo en lb/pulg²
 t_b = distancia desde la fibra extrema a tensión, al centro de la varilla adyacente en pulg.
 A = Área de la sección del elemento en pulg²

El código ACI requiere que se proporcione la sección del elemento de manera que se satisfagan las dos ecuaciones anteriores. La única verificación que se debe realizar es cuando la resistencia de cedencia del diseño para el refuerzo excede de los 40,000 psi. En estructuras sujetas a medio ambientes muy agresivos, la ecuación anterior no se aplica, ya que se necesita adoptar un ancho de grieta permisible máximo más pequeño.

2.2.1. FLEXIÓN EN VIGAS

A. EL PROBLEMA DEL AGRIETAMIENTO FLEXIONANTE

Las grietas se forman cuando el esfuerzo a tensión en el concreto excede su resistencia. Inmediatamente después de la formación de la primera grieta, el esfuerzo del concreto en la zona de la grieta se reduce a cero, y es absorbida por el refuerzo. En la Fig. 27 se representa la distribución esquemática del esfuerzo entre dos grietas, combinando el esfuerzo último por adhesión, el esfuerzo longitudinal en el acero y a tensión del concreto.

Luego de varios estudios realizados por diversos investigadores se han obtenido las siguientes conclusiones:

- A.1 La deformación por contracción y la deformación por tensión, en la zona del concreto, entre cualesquiera dos grietas, son muy pequeñas y pueden ser despreciadas.
- A.2 El ancho de la grieta es una función de la deformación del acero. La relación, aunque no lineal, algunas veces convenientemente se aproxima a una relación lineal, tal como en el caso de las vigas.
- A.3 El ancho de la grieta del fondo es influenciado por la deformación del nivel de la cara de tensión de la viga.
- A.4 El espesor del recubrimiento de concreto es una variable importante.
- A.5 El ancho de la grieta es una función de su espaciamiento arriba de cierto límite. Ambas, ancho de grieta y espaciamiento, siguen una distribución lineal.
- A.6 El diámetro de la varilla de acero no es una variable importante, aunque si lo es, el porcentaje de refuerzo estimado, y el área de concreto alrededor de cada varilla de acero.
- A.7 Los cambios de sección desde el espesor de la losa, al peralte en las vigas, origina cambios de rigidez y concentración de esfuerzos, los cuales producen fisuras con dirección definida, paralela al cambio de sección.

B. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIONES REALIZADAS

Estudios acerca del comportamiento de la falla de vigas han sido llevadas a cabo en los últimos 70 años, tal como la publicada por la Portland Cement Association, en series de barras de alto esfuerzo, como refuerzo para concreto:

- B.1 Kaar y Mattock afirmaron que el ancho máximo de grieta en vigas se define como:

$$w_{max} = 0.115 * A * f_s * 10^{-6}$$

en donde w_{max} = ancho máximo de la grieta en pulg.
 A = promedio del área de concreto alrededor de cada barra en pulg²
 f_s = esfuerzo del acero (en psi), equivalente a 0.6 F_y .

De acuerdo a la Ref. (7), en el caso de fallas en la superficie superior de las alas de una viga T en regiones de momento negativo se define como:

$$w_{\text{st}} = 0.115 * B * V^{\frac{4}{A}} * fs * 10^{-6}$$

en donde w_{st} = ancho máximo de la grieta en la cara de tensión en pulg.

B = relación de la distancia entre el eje neutro y el centroide del refuerzo.

De estas ecuaciones se observó la existencia de discrepancias y dificultades, debido a varios factores tales como: Las diferencias entre las fallas formadas por ensayos en modelos a escala natural y prototipos (en particular menores a 1/3 a 1/4); uniones entre refuerzo y concreto a escala; la dependencia del factor del ancho de la falla en función del rango de variación de las deformaciones a través de la falla.

B.2 Ferry-Borges destacó en la realización de investigaciones en Europa, que luego de ensayar y analizar 150 vigas, dedujo la siguiente expresión:

$$w_{\text{st}} = 1.5 t + \frac{1.6 d_b}{p * f_b} fs - \frac{30.000}{p * fs} * 10^{-7}$$

en donde w_{st} = ancho máximo de la grieta en la cara de tensión en mm.

p = porcentaje o cuantía del refuerzo de acero

d_b = diámetro de la varilla de refuerzo (en mm.)

fs = resistencia del acero equivalente a 0.60 Fy

t = espesor del recubrimiento de concreto.

B.3 De acuerdo a investigaciones europeas realizadas en los últimos años se ha encontrado otras dos ecuaciones para predecir el probable tamaño de las fallas en el fondo y a los lados del elemento considerado, las cuales son:

$$w_b = 0.091 V t_b^{\frac{3}{A}} * B * (fs - 5) * 10^{-3}$$

$$w_s = \frac{0.091 V t_s^{\frac{3}{A}}}{1 + t_s / h_1} * (fs - 5) * 10^{-3}$$

en donde

w_b = ancho máximo de la grieta en el fondo de la viga en pulg.

w_s = ancho máximo de la grieta al nivel del refuerzo en pulg.

t_s = recubrimiento lateral del elemento en pulg.

t_b = recubrimiento de la base del elemento en pulg.

h_1 = distancia desde el eje neutro al acero de refuerzo en pulg.

A = área de concreto por cada barra presente en la sección, hallado al dividir el área de la sección de concreto entre el No. de barras en pulg²

fs = resistencia del acero (en Ksi.), equivalente a 0.60 Fy

B = relación entre la distancia desde el eje neutro y la cara de tensión, a la distancia desde el eje neutro al centroide del acero de refuerzo.

A la ecuación anterior se le propuso una simplificación en la siguiente forma:

$$w = B K f_s V d_c^3 * A * 10^3$$

en donde w = ancho máximo de la grieta en pulg.
 k = 0.076
 d_c = espesor del recubrimiento desde la fibra de tensión al centro de la barra en pulg.

C. TEORÍA BASADA EN EL ESTADO INTERNO DE ESFUERZOS

La formación de grietas por flexión afecta la distribución longitudinal de esfuerzos, los cuales cerca de una grieta se calculan a partir de la teoría elástica. Se puede demostrar que altos esfuerzos de tensión se formarán dentro de un área circular localizada entre dos grietas adyacentes, y afuera se presentarán esfuerzos de compresión o pequeños esfuerzos de tensión. Lo anterior se observa en la Fig. 28.

Quando un grupo de grietas se forma aproximadamente a la mitad entre dos grietas primarias, las nuevas se correrán lateralmente hasta que alcance la periferia del círculo de esfuerzos donde la intensidad del promedio de esfuerzos de tensión es bajo. Si la separación de grietas primarias es menor a dos veces la distancia del refuerzo al eje neutro, entonces el largo de las nuevas grietas será menor que la grieta inicial a flexión (que se extiende hacia el eje neutro), y la nueva grieta se tomará como grieta secundaria.

En la Fig. 29 se observan grietas secundarias, causante de una redistribución del esfuerzo en los alrededores del refuerzo. Este nuevo grupo de grietas se desarrollan cuando el esfuerzo máximo a tensión en el concreto excede su resistencia a tensión. Y su longitud estará determinada por el diámetro del círculo de esfuerzos (que es la distancia de separación entre dos grietas adyacentes en tensión), ya que, si es menor a dos veces el espesor del recubrimiento en la base de los miembros a flexión, entonces los correspondientes círculos de esfuerzos y el nuevo conjunto de grietas a tensión no alcanzarán la superficie de la base del elemento.

D. PATRÓN DE AGRIETAMIENTO EN VIGAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN

En la figura 30 se observa un patrón de agrietamiento, cuyos números se explican de la siguiente forma:

No.1 formación de grietas primarias de flexión, que penetran aproximadamente hasta el eje neutro, a bajos niveles de carga.

No.2 formación de grietas secundarias a niveles mayores de carga; las cuales no se extienden hasta el eje neutro de la viga.

No.3 formación de grietas secundarias pequeñas, que se originan cuando el espaciamento entre las grietas decrece, con un aumento en el nivel de carga, con lo cual el largo de cualquier grieta nueva que se forme entre las

existentes decrecerá. Estas grietas están confinadas a la vecindad inmediata del refuerzo, y no se extienden hasta la superficie de la base.

No.4 formación de grietas longitudinales a tensión, obtenida al alcanzar la resistencia última del elemento. Se inician en una No.1 o No.2 ya existentes, y se extienden a lo largo del eje del miembro en el nivel del refuerzo.

No.5 formación de grietas horizontales originadas cuando una grieta primaria, bajo altos niveles de carga, alcanza el eje neutro de la viga, se dobla o cruza gradualmente, separándose en dos y viajando horizontalmente en forma paralela al eje del elemento.

No.6 formación de grietas horizontales también bajo altos niveles de carga, en la zona de compresión, cercana al eje neutro.

En las figuras 30, 31 y 32 se observa la formación de grietas longitudinales a tensión en elementos sometidos a esfuerzos de flexión, en el nivel del refuerzo, cuando éste alcanza de 2800 a 4200 Kg/cm². Estas grietas longitudinales se inician ya sea en las grietas primarias o secundarias, y son causadas por altos esfuerzos transversales (laterales) de tensión en el nivel del refuerzo.

E. REFUERZO DE VIGAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN

E.1 Refuerzo mediante post-tensado.

Para disminuir las grietas verticales presentes en fallas debidas a esfuerzos de flexión, es muy utilizado el refuerzo mediante post-tensado exterior, que como se mencionó en la sección de vigas sometidas a esfuerzos por corte, tienen como consecuencia la introducción de una carga axial exterior que aumenta la capacidad de resistir cortante y flexión. (ver figuras allí incluidas).

E.2 Refuerzo mediante bastones adicionales.

En el caso de cambios de sección, se recomienda colocar bastones de refuerzo adicional en la parte superior del peralte de la losa, en los puntos de intersección con vigas de gran peralte, que tienen una relación de peralte total/claro mayor a 2/5 para claros continuos o de 4/5 para claros simplemente apoyados.

E.3 Refuerzo mediante angulares metálicos.

Cuando es necesario aumentar el tamaño de la sección de concreto, ésta se puede lograr mediante angulares metálicos laminados cogidos por medio de presillas de acero, que atravesando el forjado atan a toda la viga con el refuerzo. La descripción y montaje de este refuerzo se explicó en vigas sujetas a esfuerzos por cortante.

E.4 Refuerzo mediante acero longitudinal de refuerzo sin aumento de sección.

Esta técnica consiste en abrir surcos longitudinales en la cara inferior de la viga para poder introducir en ellos las armaduras faltantes de la viga, tal como se explica en el inciso C.6 de vigas sujetas a esfuerzos cortantes.

E.5 Refuerzo mediante aumento de sección de concreto armado.

Esta técnica se utiliza cuando la viga tiene falta de armadura en la zona de tracción, por lo cual es posible hacer un refuerzo, colocando la armadura adicional faltante, dentro de un recocado en el canto de la viga, tal como se explica en el inciso C.5 de vigas sujetas a esfuerzos de corte.

E.6 Refuerzo longitudinal de vigas frente a flexión, mediante encolado de armaduras con epóxico.

Es frecuente tener que reforzar un elemento estructural sometido a flexión, como consecuencia de tener que soportar una sollicitación superior a aquella para la que fue proyectada, ya sea por cambio en la distribución de las cargas en algunos elementos, o bien debido a que por error de cálculo, o deficiencias en la ejecución, el elemento presente fallas provocados por sollicitaciones de flexión, acompañado de tensión, compresión, corte o torsión.

Hasta ahora, la solución al problema era algo difícil; sin embargo, la técnica del encolado de armaduras al concreto antiguo mediante resinas epoxi ha venido a resolver este defecto de una manera cómoda, rápida, eficaz y económica.

Mediante el encolado con resinas epoxi la armadura suplementaria a introducir en la viga defectuosa se coloca en forma de bandas o platinas de acero pegadas al concreto en el lugar adecuado, no repercutiendo, por tanto, de forma sensible en las dimensiones finales de la sección, sin preocuparse de la redistribución de acciones en el resto de la estructura.

En la unión mediante encolado la adhesión es la propiedad fundamental, y su intensidad depende tanto de la calidad del adhesivo a emplear como del estado y propiedades de las superficies de los materiales a unir.

Desde el punto de vista económico, el tratar de utilizar la técnica del encolado para realizar una estructura de concreto armado sin barras de refuerzo sería una insensatez, ya que ésta técnica se utiliza para realizar refuerzos en elementos contruidos, y en los que por defecto de cálculo o ejecución, se haya colocado una armadura con capacidad mecánica inferior a la necesaria; o en aquellos casos, en que la capacidad sea suficiente para las condiciones estimadas, los elementos estructurales se han de someter por necesidades de uso, a condiciones más severas. En estos casos, adosar una armadura externa en forma de banda pegada al concreto con una masilla epoxi adecuada puede ser la solución ideal y la más cómoda.

Los resultados, analizados mediante pruebas en laboratorio, han sido tan satisfactorios, que permiten garantizar un sistema de refuerzos que sustituyen, incluso, a las clásicas embebidas en la masa de concreto.

Al efectuar el refuerzo de la viga mediante encolado, se considera el peso propio de la viga, más la correspondiente a la parte de la estructura que está cargando, por lo cual tanto el concreto como el

acero de refuerzo se encuentran sometidos a esfuerzos y deformaciones. La banda a encolar en la parte de momentos positivos como negativos, deberá tener una sección tal que al trabajar conjuntamente con la armadura existente en la viga, resista la acción del momento producido por las cargas permanentes más las del momento provocado por las sobrecargas de uso.

En la figura 33 se ejemplifica el armado de una viga que va a ser sometida a esfuerzos de flexión, a través de dos tipos de armado. El primero es un armado tradicional; y el segundo es una viga armada mediante encolado con armaduras pegadas. Y de los ensayos realizados en este típico cuadro comparativo se ha observado en el segundo tipo de armado un aumento de resistencia del 15 a 20 %, aunque la flecha obtenida fue un poco mayor en el segundo caso.

En la Fig. 34 se observa una analogía con respecto a la Fig. 19, en que se revisten totalmente las caras laterales mediante bandas continuas de pequeño espesor. Esta es otra opción para evitar la colocación, laboriosa y poco económica, de bandas estrechas verticales que actuaran como estribos. El aumento de resistencia en este caso fue de aproximadamente el 25 %.

En la Fig. 35 se muestra parte de una viga de concreto armado, sometida a flexión, que ha alcanzado la curvatura y momento flexionante máximos en la sección crítica. Por ejemplo el extremo A del miembro es el extremo libre de un voladizo o un punto de inflexión; y el extremo B es una cara de columna. Es evidente la distribución de la curvatura a lo largo del miembro. La región de curvatura inelástica se extiende sobre una longitud de la viga, y esta región es al menos aquella en que el momento flexionante excede el momento de cedencia de la sección. En las diferentes regiones de la viga, la curvatura fluctúa debido a la mayor rigidez de esta entre las grietas. Cada uno de los picos corresponde a una posición de grieta.

En la predicción de ductilidad es necesario determinar la deformación ocurrida cuando se alcanza el momento último.

2.2.2 FLEXIÓN EN LOSAS

A. CAUSAS QUE ORIGINAN EL AGRIETAMIENTO EN LOSAS DE CONCRETO ARMADO

A.1 CAUSAS QUE ORIGINAN FISURAS ANTES DEL FRAGUADO DEL CONCRETO.

- (a) Causas de la formaleta.
- (b) Causas de la colocación del refuerzo y tubos de electricidad.
- (c) Causas en la dosificación y calidad de la mezcla de concreto.
- (d) Causas en la colocación del concreto.

A.2 CAUSAS QUE ORIGINAN FISURAS DESPUÉS DEL FRAGUADO DEL CONCRETO.

- (a) Causas de origen químico.
- (b) Causas de origen físico.
- (c) Causas de origen estructural.
- (d) Causas de origen accidental.

A.3 CAUSAS QUE ORIGINAN FISURAS DEBIDO A LA PROPORCIÓN GEOMETRICA DE LA LOSA.

Las losas largas y angostas, y las losas con plantas rectangulares tienen más probabilidad de fisurarse, en comparación con las losas de planta cuadrada; la planta rectangular, debido a su simetría, no disminuye con eficiencia los esfuerzos y fuerzas resultantes que por naturaleza y equilibrio son simétricas.

A.4 CAUSAS QUE ORIGINAN FISURAS DEBIDO A LA RESTRICCIÓN DE LA LOSA SOBRE LOS APOYOS.

Las fisuras se producen cuando la restricción es originada por la diferencia de rigidez entre losa y vigas, especialmente cuando las vigas son masivas; y en el caso de una losa de piso, que no permite libertad en el cambio de volumen originado por el fraguado y los cambios de temperatura, y cuando los miembros estructurales adyacentes no permiten que la losa se expanda y contraiga.

B. RECOMENDACIONES PARA LA PREVENCIÓN DE FISURAS EN LOSAS DE CONCRETO ARMADO

B.1 PREVENCIÓN DE FISURAS DEBIDO A LA PROPORCIÓN GEOMETRICA DE LA LOSA.

Si es posible, se recomienda elegir losas con planta cuadrada o con una relación largo/ancho mayor a 0.75, debido a que por su simetría distribuye con mayor eficiencia los esfuerzos y las fuerzas resultantes, que por naturaleza y equilibrio son simétricas.

B.2 PREVENCIÓN DE FISURAS DEBIDO A LA RESTRICCIÓN DE LA LOSA SOBRE LOS APOYOS.

Se recomienda seguir en detalle la figura 40 cuando las condiciones de apoyo sean similares a las indicadas. También es conveniente la utilización de juntas para evitar la restricción de movimiento cuando las condiciones de servicio de la losa lo permita.

También, las losas pueden fallar por la excesiva flexibilidad en las estructuras, siendo necesario en su reestructuración la introducción de muros de corte, tal como se describió antes; ya que es posible que en edificios que tengan muros de rigidez colocados simétricamente y diseñados adecuadamente para resistir cargas laterales, se presenten fallas en las losas, causadas por su alta flexibilidad. Esto hace que se deformen en un plano, introduciendo esfuerzos que no han sido tomados en cuenta.

Las losas que comúnmente presentan este problema son las de tipo reticular con nervios en ambas direcciones, perpendiculares entre sí formando cajones huecos. Si el edificio se encuentra estructurado de manera que posea este tipo de losa, además de tener muchos elementos rígidos en sus extremos y pocos o ninguno rígido en el centro, de seguro fallarán las losas en forma sistemática.

En estos casos definitivamente habrá que colocar más elementos rígidos distribuidos de una manera más uniforme a lo largo de la planta, que, si por disposiciones arquitectónicas o de espacio no es posible de

realizar, es imperativo rigidizar los marcos mediante el incremento de sus secciones transversales.

Se pueden presentar además fallas o agrietamientos debidos a asentamientos diferenciales, originadas por excesivas flexibilidades.

C. PREDICCIÓN Y CONTROL DE GRIETAS EN LOSAS DE CONCRETO ARMADO:

Para losas en un sentido se aplica la siguiente ecuación, originada del cálculo realizado para predicción en vigas, debido a su analogía de deformación, de acuerdo a la Ref. (7).

$$w = 0.60 F_y * B * K * V \frac{A * t^3}{A * t}$$

en donde w = máximo ancho de falla en pulg.
 B = constante que varía de 1.25 a 1.35
 K = constante igual a 0.076
 F_y = esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo
 A = área de la varilla de acero
 t = espesor de recubrimiento de la losa

Para losas en dos sentidos, la anterior ecuación no se aplica, debido a que subestiman los anchos de falla desarrollados en losas; no dice al diseñador como espaciar el refuerzo en las dos direcciones perpendiculares, ni cuál es el valor de recubrimiento, ya que es el parámetro más cambiante en las ecuaciones del control de falla, debido a que existen varias reglas para barras solas y en manojos.

Por lo anterior, se considera que el mecanismo de falla en losas en dos sentidos es controlado primeramente por el nivel de esfuerzo del acero y el espaciamiento del refuerzo en las dos direcciones perpendiculares, y en una pequeña cantidad por la magnitud del recubrimiento. Como resultado, el efecto de la escala en la evaluación del ancho de la falla en losas no es significativa.

La ecuación utilizada para predecir el ancho de falla permitido es:

$$w = 0.60 * K * B * F_y \frac{d_{bl} * s_2}{V * t}$$

El radical se puede sustituir por la siguiente expresión:

$$G_f = \frac{8}{d_{bl}} * \frac{s_1 * s_2 * t}{d_{bl}}$$

en donde w = máximo ancho de la grieta (en pulg.), causada por la carga de esfuerzos por flexión
 K = coeficiente de fractura. Para cargas uniformes es 2.8×10^{-5}
 Para cargas concentradas o cuando la relación ancho/largo esté entre 0.5 y 0.75 es de 2.1×10^{-5} . Para relaciones menores a 0.5, el valor es de 1.6×10^{-5}
 B = constante que varía de 1.20 a 1.35
 F_y = resistencia de fluencia del acero de refuerzo

- G_1 = variable que sustituye las variables del radical
- t_c = espesor del recubrimiento, de la fibra de tensión al centro de la barra
- d_{b1} = diámetro del refuerzo en la dirección 1, cerca de las fibras exteriores de concreto
- s_1 = espaciamiento del refuerzo en la dirección "1"
- s_2 = espaciamiento del refuerzo en la dirección "2"
- t_1 = (área de acero por pié de ancho) / $[12 * (d_{b1} + 2t_1)]$
- t_1 = recubrimiento medido en la cara de tensión del concreto, a la orilla del refuerzo en la dirección "1"
- "1" = dirección del refuerzo, más cercano a las fibras exteriores de concreto; ésta es la dirección para la cual el control de falla debe ser hecha

D. REFUERZO EN LAS ESQUINAS

En las esquinas exteriores de losas, que se encuentran apoyadas sobre muros o sobre vigas rígidas de concreto armado, es necesario colocar refuerzo adicional tanto en el lecho superior como en el inferior, para así absorber los momentos con dirección diagonal originados en la losa, y que no son absorbidos por el refuerzo ortogonal existente. El porcentaje de este refuerzo se calcula a partir del momento positivo máximo que actúa en la losa, y las varillas se deben prolongar a una distancia igual a 1/5 del claro a partir de la esquina. La dirección del momento en la parte superior de la losa es paralela a la diagonal que sale en la esquina, y en la parte inferior es perpendicular a dicha diagonal.

E. REPARACIÓN DE LOSAS DEBIDO A ESFUERZOS DE FLEXIÓN

Luego de una cuidadosa reestructuración de acuerdo a nuevos análisis, se determina la cantidad de refuerzo que hay que agregar, además del incremento de sección.

Dependiendo de la magnitud del daño, las losas se pueden reparar localmente, rellenando las grietas con resinas epóxicas, pudiendo además reforzarla con malla de hierro electrosoldadas, incrementando ligeramente su peralte y consecuentemente su capacidad. Esto incidirá en vigas y columnas, ya que tendrán que ser reforzadas.

Si se presentan deformaciones permanentes en las losas, se utilizan gatos hidráulicos para regresarlas a su posición original, dándole una pequeña contraflecha; luego se colocan las mallas de acero, tal como se menciona arriba.

E.1 REPARACIÓN MEDIANTE NIVELACIÓN DE LOSAS

La nivelación de losas se puede utilizar para levantar una losa de pavimento rígido que se haya asentado, con el fin de proporcionar una sub-rasante estable. Esta técnica se utiliza también en losas de entresijos. El método de reparación consiste en seguir una configuración predeterminada, taladrando agujeros a través de las losas de concreto a levantar. Cada agujero se ajusta con un inyector a presión y se bombea una lechada debajo de la losa para levantarla, la cual está compuesta de cemento mezclado con arcilla o arena fina, añadiendo asfalto emulsionado a la lechada si se requiere durabilidad.

Este método se considera no adecuado para reparar losas severamente agrietadas. También es poco adecuado para losas pesadas, donde la presión de bombeo está limitada.

2.2.3 FLEXIÓN EN COLUMNAS:

Las fisuras por esfuerzos de flexión también se presentan en las columnas, ya sea por pandeo o flambeo del elemento. El origen de esto es que las cargas axiales aplicadas no se encuentran colineales con el eje centroidal del elemento (son cargas excéntricas con respecto a cualquiera de los ejes ortogonales). Este tipo de falla se considera muy peligrosa, ya que es repentina. Se presenta con grietas horizontales cercanas al nudo, lugar donde el momento flexionante es máximo. Como un análisis rápido sale a relucir la falta de refuerzo longitudinal.

En esta sección se muestra esta fisura peligrosa; la cual consiste de fisuras finas y juntas en la cara de un soporte esbelto, a la mitad de la luz, lo cual significa que el elemento se encuentra cerca del pandeo.

En general las fisuras verticales en las columnas son signo de catástrofes inminentes por aplastamiento del concreto. Si la columna tiene refuerzo zunchado, entonces salta primero el recubrimiento y la pieza puede seguir resistiendo, pero cuando las deformaciones se hacen más grandes de lo normal, no pueden ser soportadas por los elementos horizontales ligados al soporte.

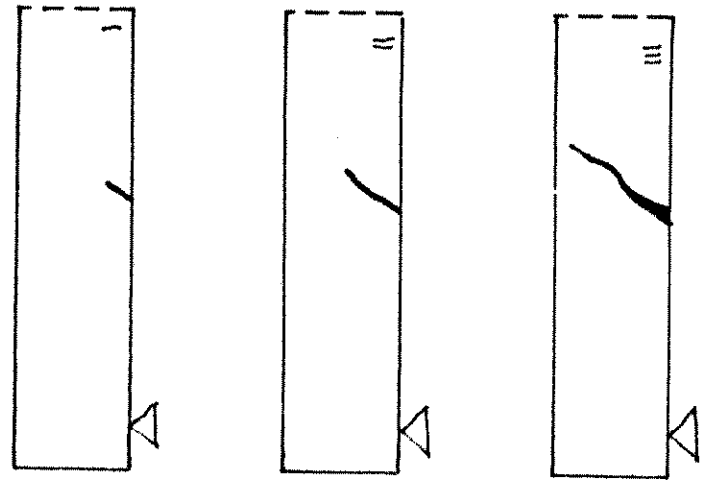
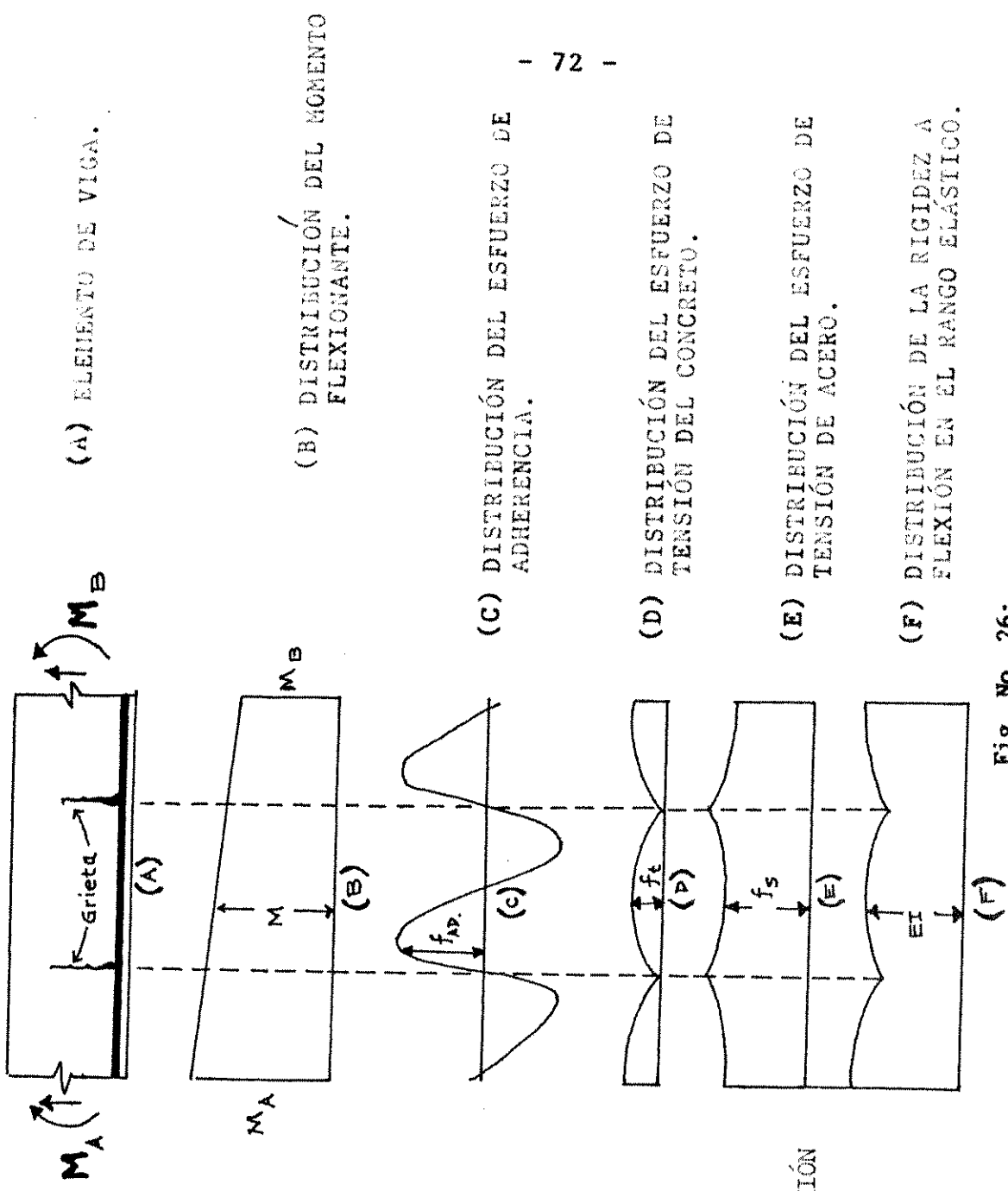


Fig. 25:
 PROCESO DE FALLA POR ESFUERZOS DE FLEXIÓN
 EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Fig. No. 26:

EFEECTO DEL AGRIETAMIENTO DE UN ELEMENTO A FLEXIÓN DE CONCRETO REFORZADO.

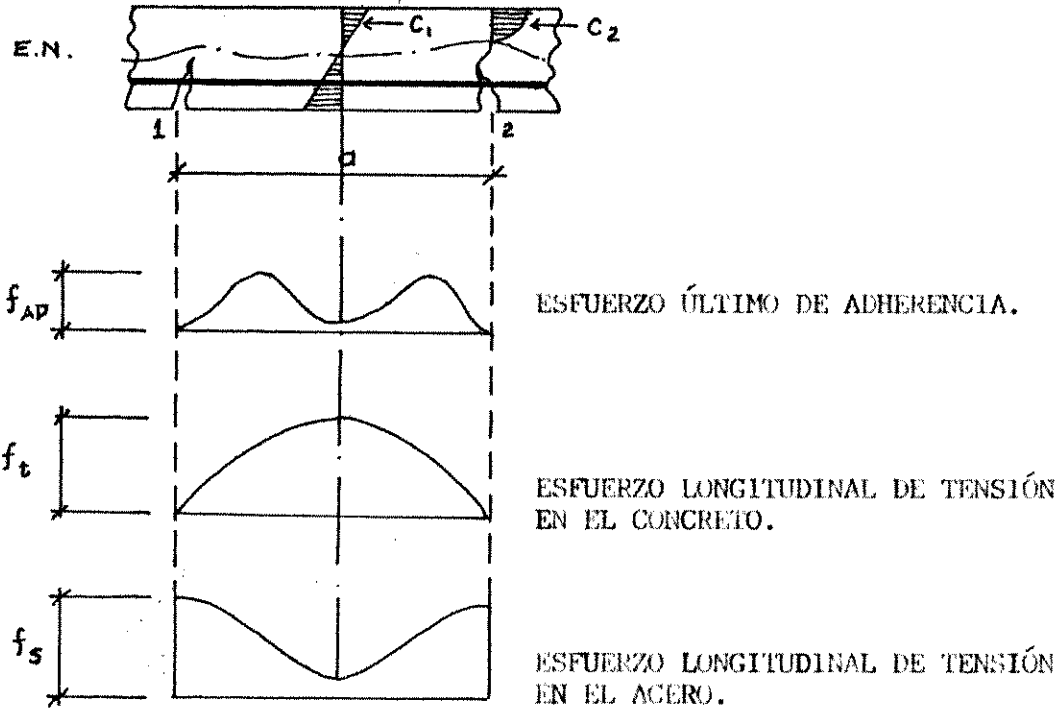


Fig. No. 27:
DISTRIBUCIÓN ESQUEMATICA DEL ESFUERZO ENTRE DOS GRIETAS.

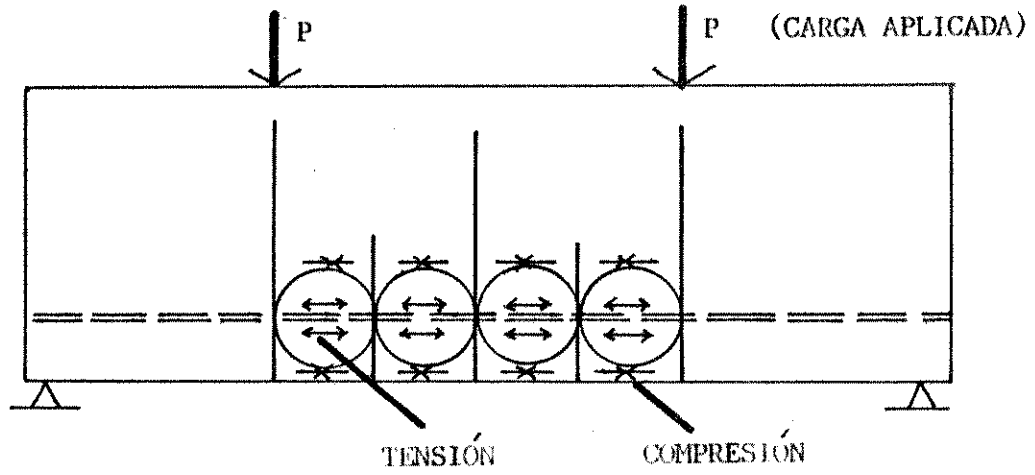


Fig. 28:
VIGA SOMETIDA A ESFUERZOS DE FLEXIÓN.

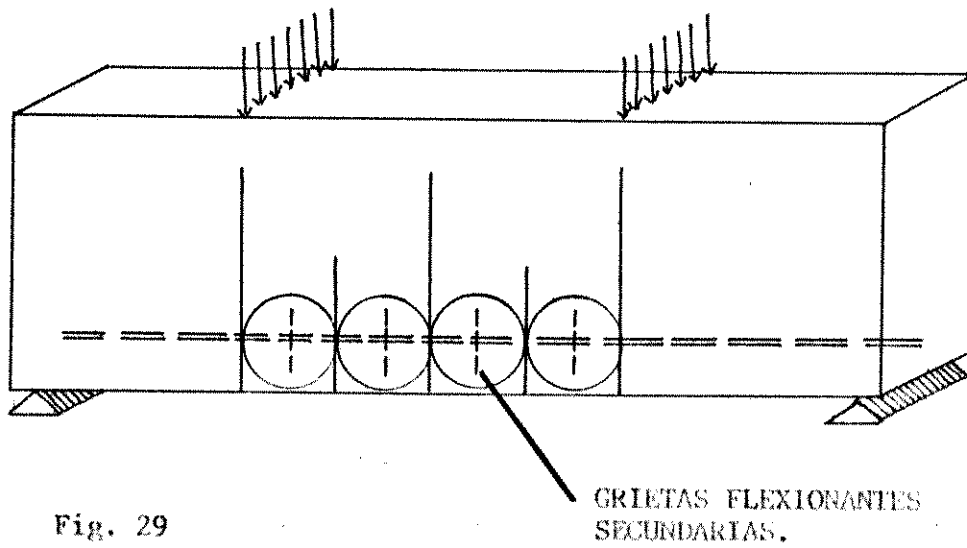


Fig. 29

GRIETAS FLEXIONANTES
SECUNDARIAS.

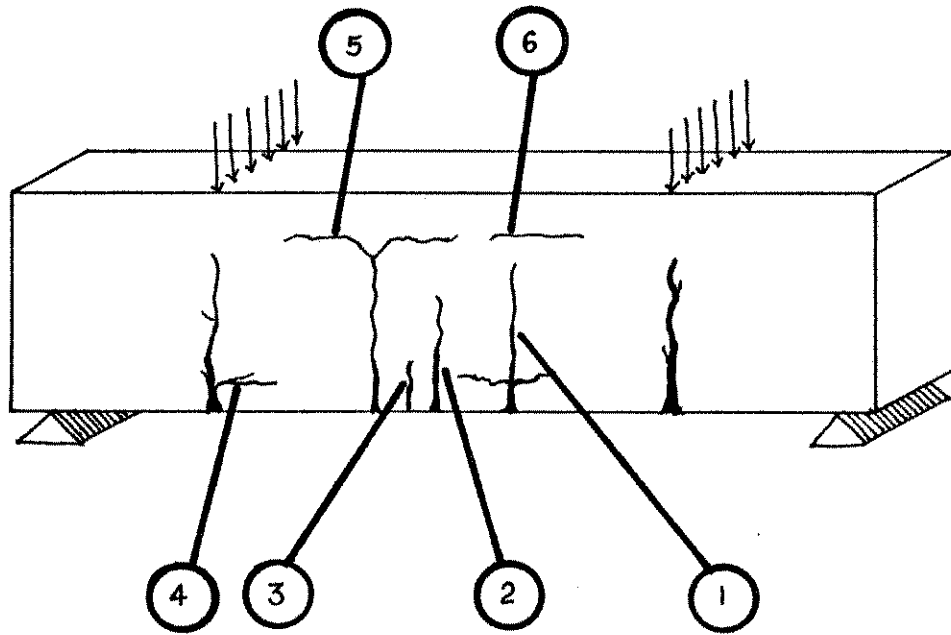


Fig. 30:
REPRESENTACIÓN GRÁFICA
DEL PATRÓN DE AGRIETAMIENTO
PARA MIEMBROS SUJETOS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN.

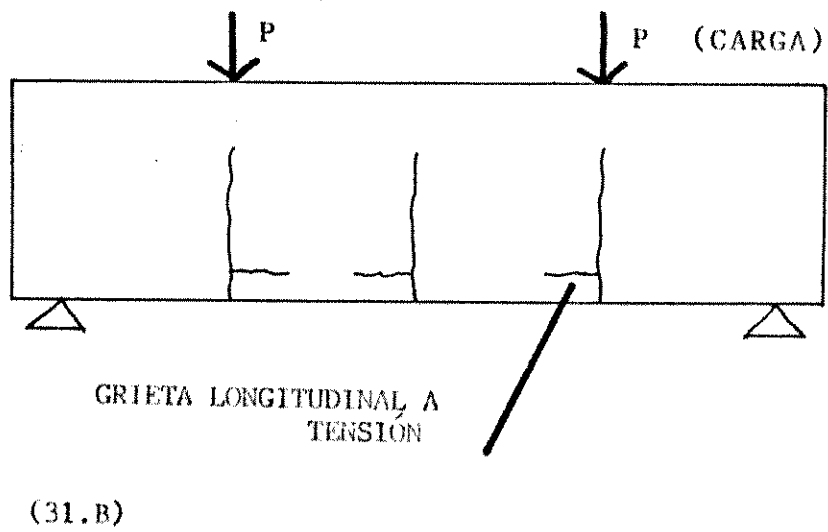
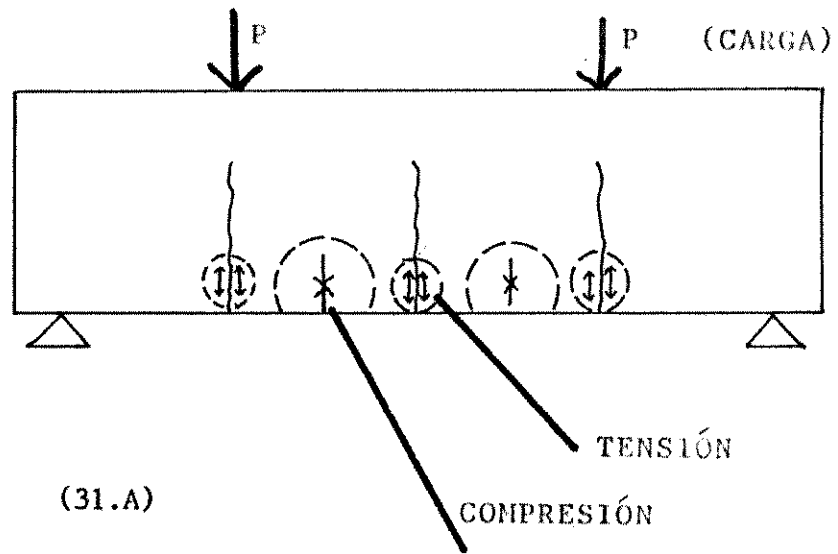
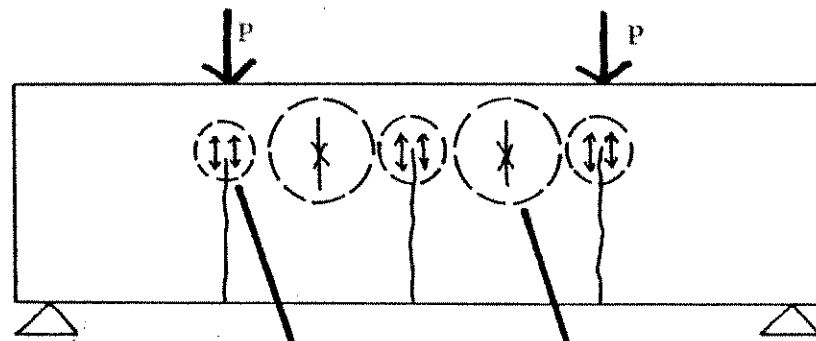


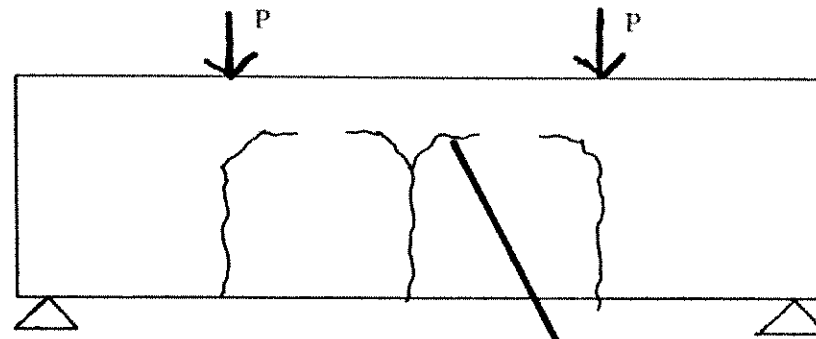
Fig. 31:
FORMACION DE GRIETAS LONGITUDINALES A TENSION EN
MIEMBROS A FLEXION (ZONA DE TENSION)



(32.A)

TENSIÓN

COMPRESIÓN



(32.B)

GRIETA LONGITUDINAL A TENSION

FIG. 32:
FORMACIÓN DE GRIETAS LONGITUDINALES A TENSION EN
MIEMBROS A FLEXION (ZONA DE COMPRESION)

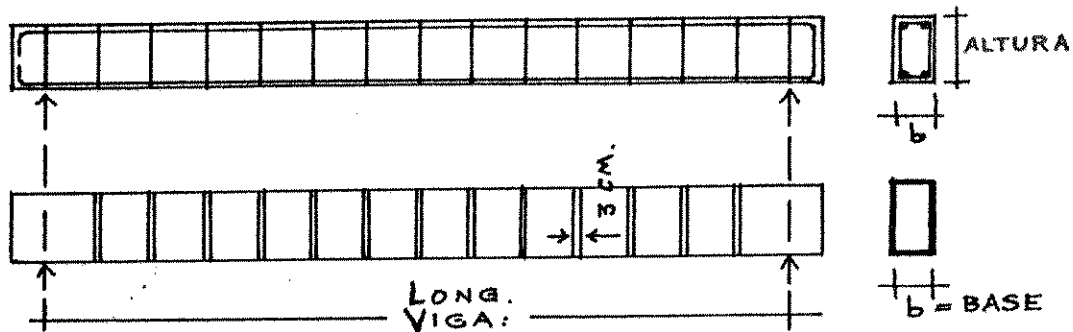
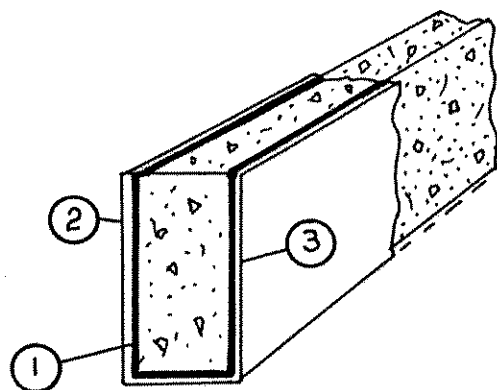


Fig. 33:
REFUERZO DE VIGA A FLEXIÓN MEDIANTE ENCOLADO DE ARMADURAS CON EPÓXICO.



1. MASILLA EPOXICA.
- 2 Y 3. BANDAS CONTINUAS DE ACERO DE PEQUEÑO ESPESOR.

Fig. 34:
ENCOLADO DE BANDAS LATERALES PARA ABSORBER ESFUERZOS CORTANTES.

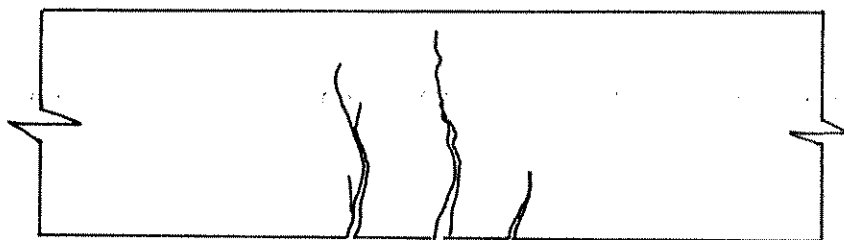
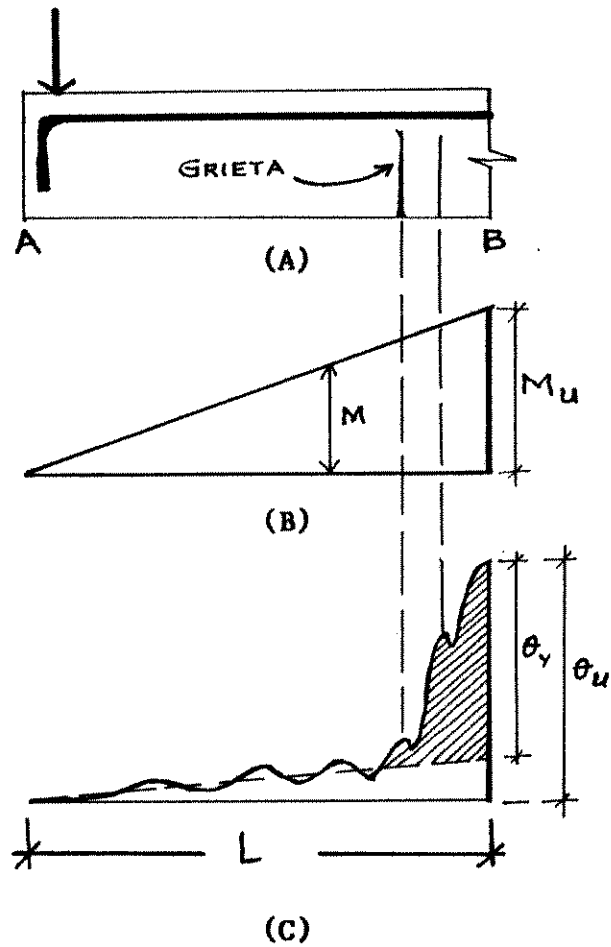


Fig. 35:
GRIETAS A FLEXIÓN EN UNA VIGA DE CONCRETO REFORZADO, CERCA DEL MOMENTO ÚLTIMO, SIN FUERZA CORTANTE SIGNIFICATIVA.



CURVA REAL.
CURVA IDEALIZADA.

ÁREA DONDE EXISTE ROTA-
CIÓN DE LA ARTICULACIÓN.

Fig. 36:
DISTRIBUCIÓN DE CURVATURA A LO LARGO DE UNA VIGA BAJO MOMENTO ULTIMO;
(A) VIGA; (B) DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE; (C) DIAGRAMA DE CURVATURA.

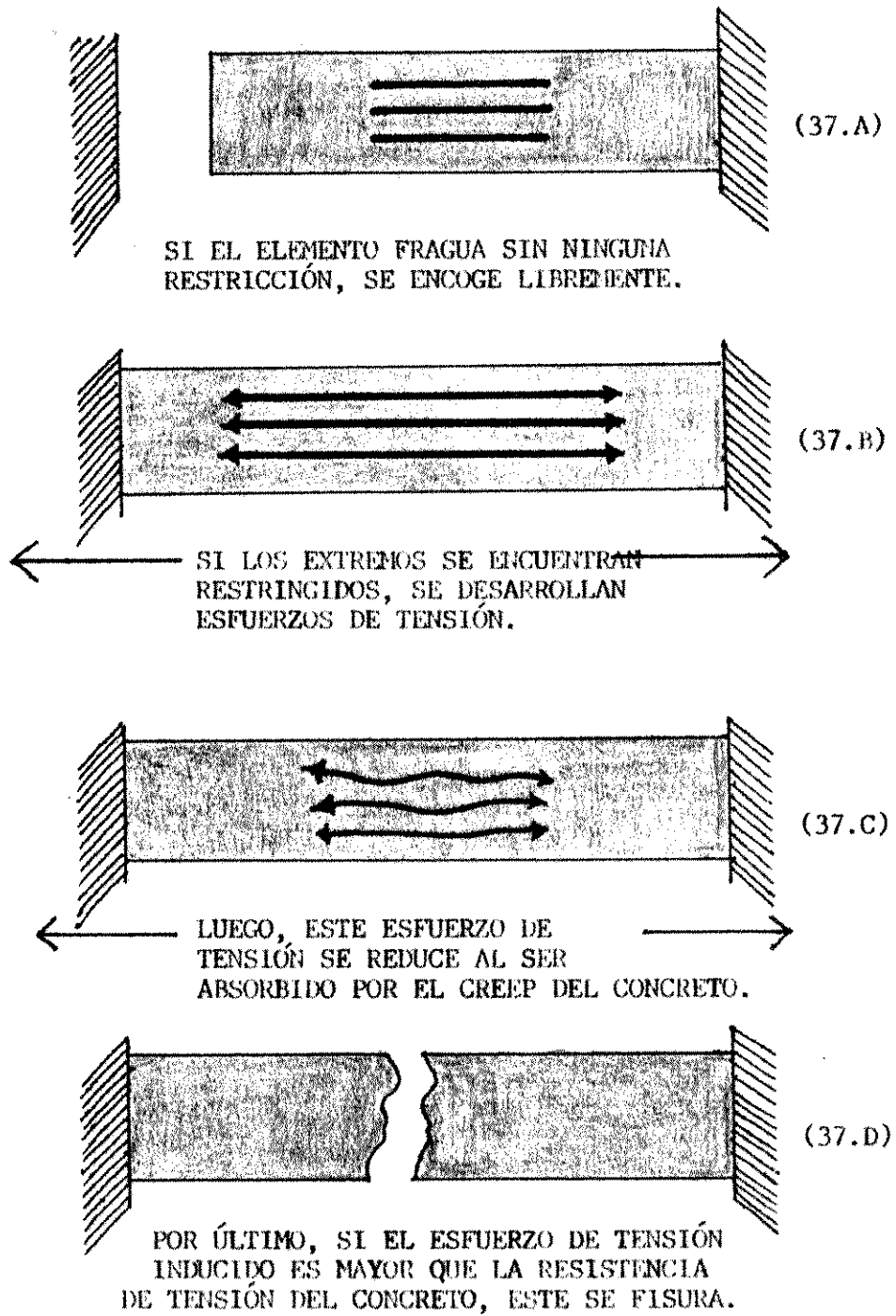


Fig. 37:
PROCESO DE AGRIETAMIENTO EN UN ELEMENTO SOMETIDO A ESFUERZOS DE TENSION.

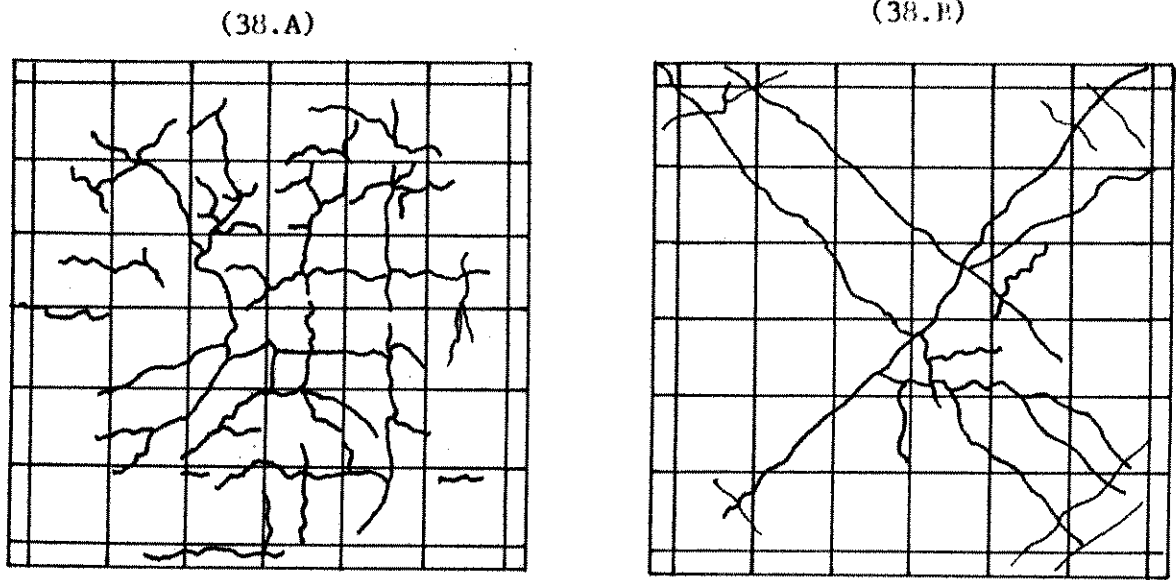


Fig. 38:
MODO DE FALLA ESTRUCTURAL EN LOSAS:
CONFIGURACIÓN: (38.A) ORTOGONAL; (38.B) DIAGONAL.

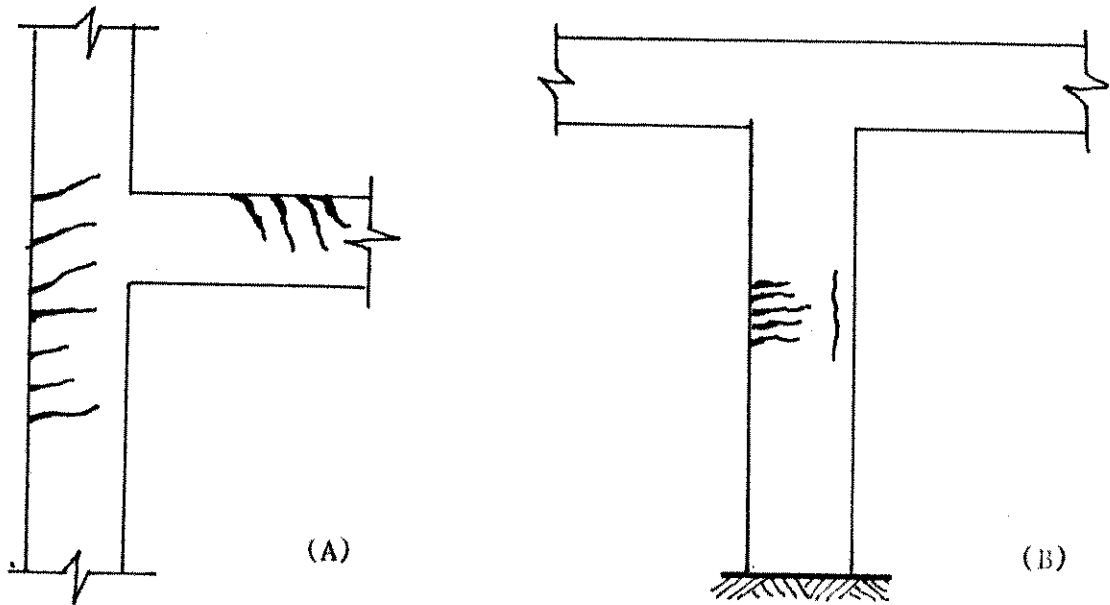


Fig. 39:
MODO DE FALLA ESTRUCTURAL EN COLUMNAS, POR ESFUERZOS DE FLEXIÓN:
(A) GRIETAS HORIZONTALES CERCA DEL NUDO, POR COMPRESIÓN EXCÉNTRICA.
(B) PANDEO DEL ELEMENTO, CON GRIETAS FINAS Y JUNTAS A MEDIA LUZ.

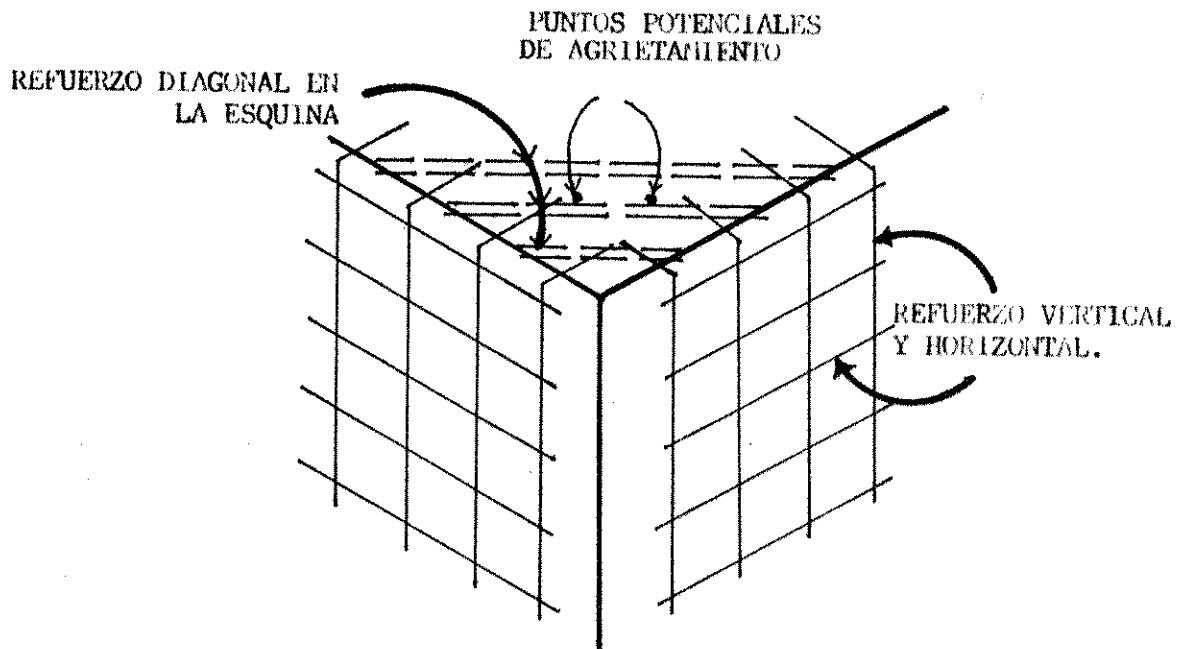
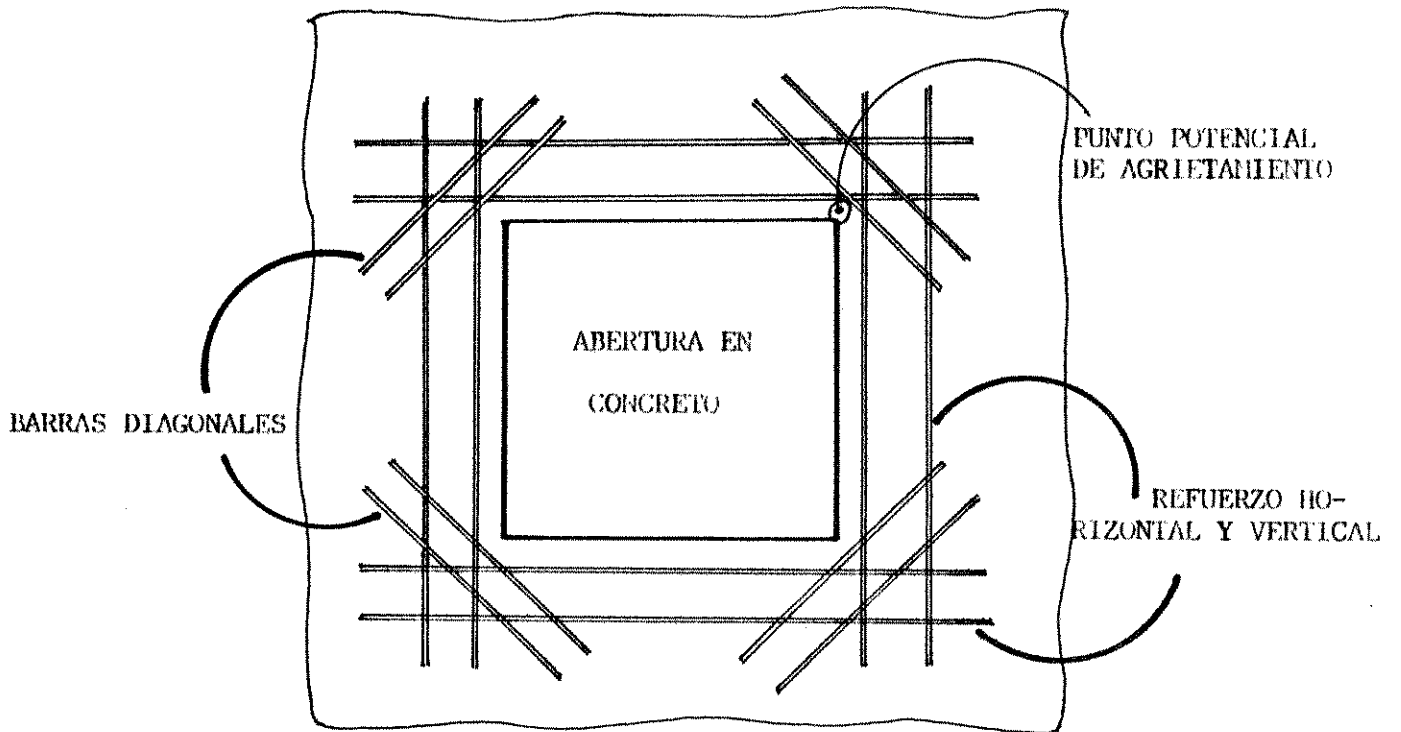


Fig. 40 :
ARMADO DE ESQUINA ENTRE MURO Y LOSA.

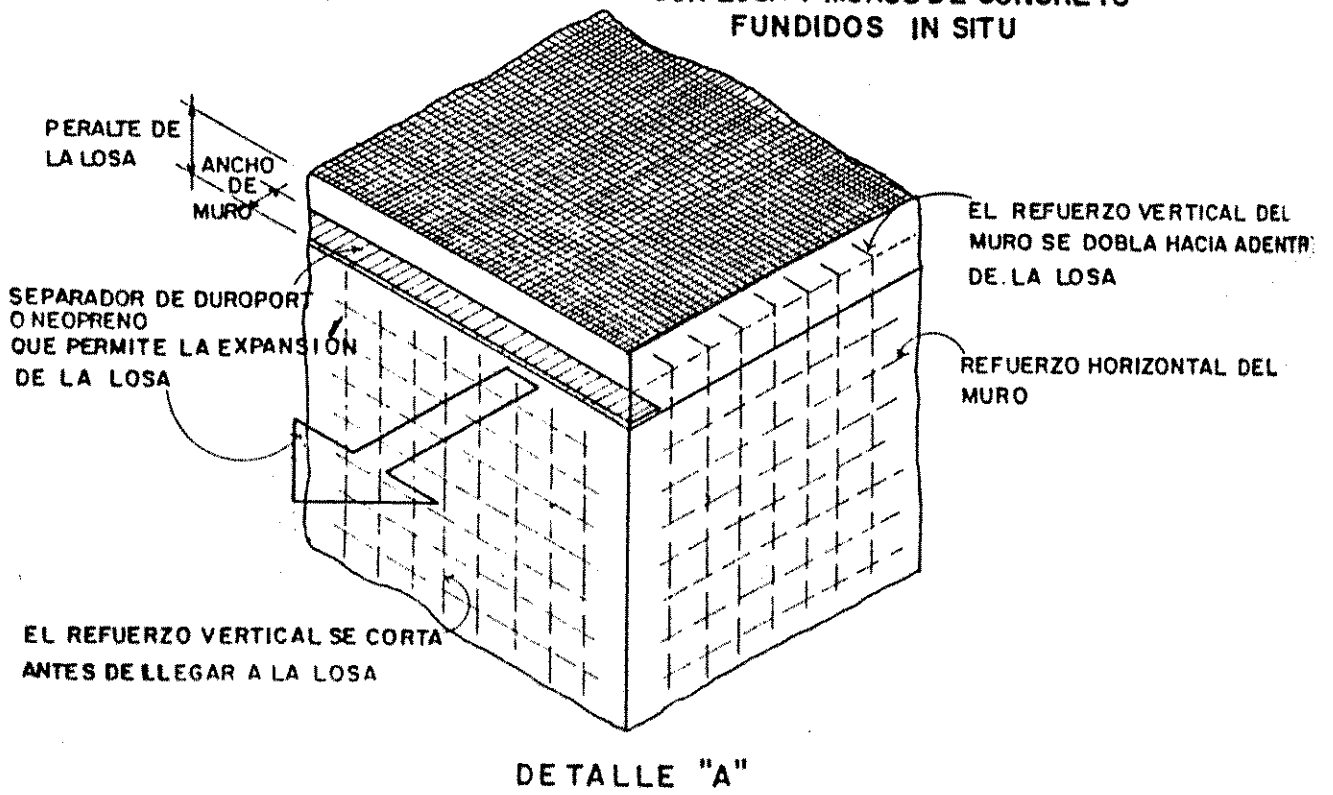
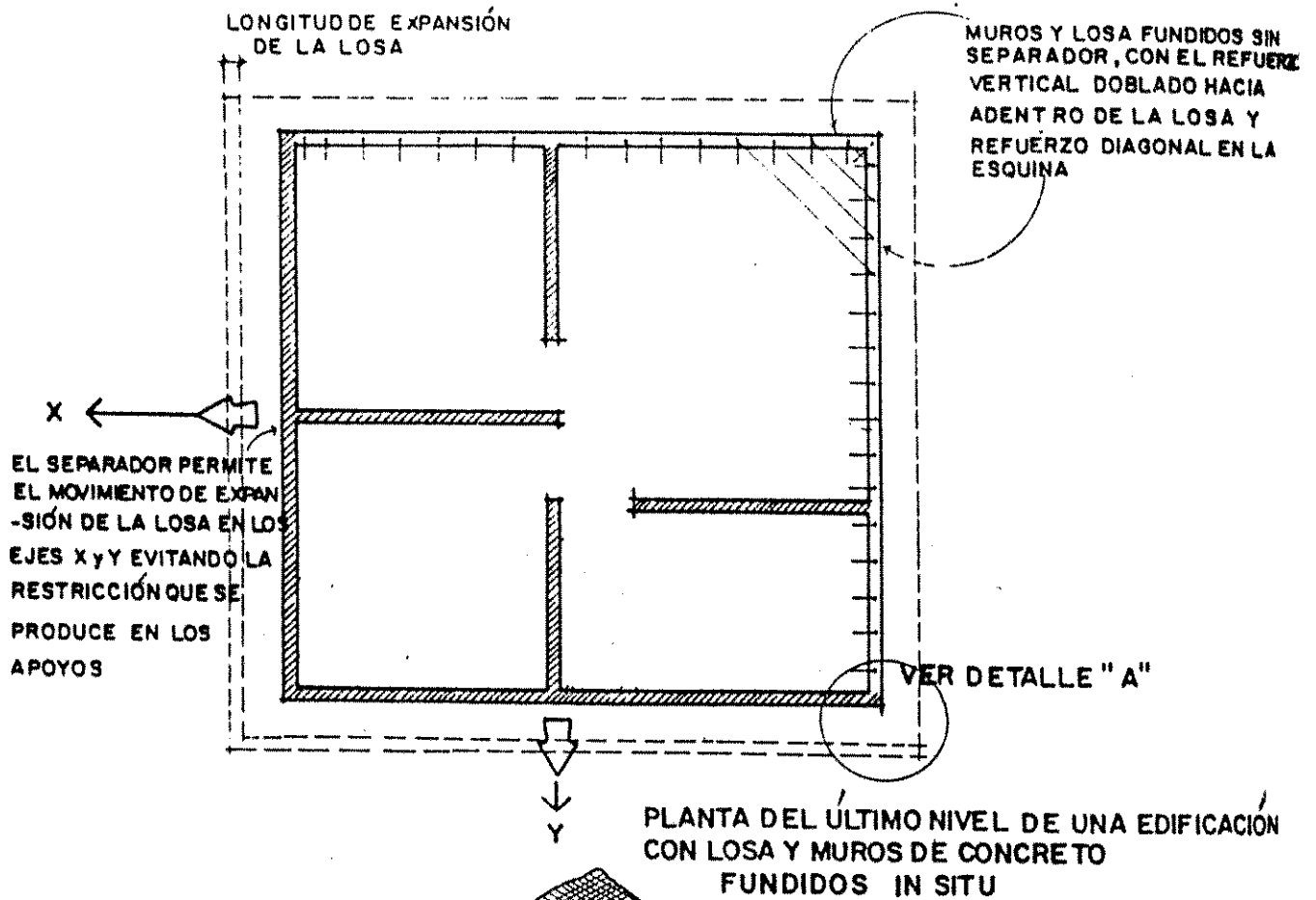


Fig. 41:

2.3 FALLAS POR TENSIÓN

Como paso introductorio se puede afirmar que la tensión axial se considera un tipo de falla poco frecuente en elementos de concreto reforzado. La forma en que se originan es a través de numerosas grietas de trazado perpendicular, ya sea a las barras principales del elemento, o a la dirección de dichos esfuerzos. Y por lo cual atraviesan la sección de una parte a otra, formándose casi simultáneamente, por lo general, en los lugares de los emplazamientos de los estribos.

Como medida sintomatológica general se reconoce que este tipo de falla nos indica claramente un exceso de dichos esfuerzos, o una escasez del acero de refuerzo.

A. UN PRIMER CASO PROVIENE DE LA CONTRACCIÓN POR FRAGUADO DEL CONCRETO

La parta de cemento endurece rápidamente con el tiempo, originando contracción en el elemento. Si este elemento por fraguar se encuentra con restricciones de movimiento o rígidamente unido a elementos contiguos a él, dá lugar a tensiones que se conocen como: "Tensiones De Retracción o Contracción", en las cuales una disminución de la temperatura respecto a la que reinaba cuando se fundió el elemento, puede tener efectos similares a la contracción, esto es, el elemento tiende a acortarse, y si no puede hacerlo libremente queda sometida a tensiones de retracción.

Como se sabe el concreto tiene poca resistencia a la tensión ($f_t = 0.10 f'_c$), por lo cual es probable que estas tensiones térmicas de contracción produzcan agrietamientos. Las grietas de esta naturaleza no son perjudiciales, siempre y cuando su tamaño se limite a las llamadas "Grietas Capilares", lo que puede conseguirse con un buen armado que resista esas contracciones. Cuando el concreto tiende a encogerse, estas armaduras resisten los esfuerzos que se producen y, por consiguiente, quedan sometidas a una compresión, distribuyendo las grietas uniformemente.

La contracción en un elemento armado es menor que en uno que no se encuentra armado, y si se producen grietas, éstas serán de menor anchura y estarán mejor distribuidas por efecto de la armadura.

El proceso de agrietamiento por esfuerzos de tensión debido a la retracción por fraguado y secado del concreto fresco, es del siguiente modo:

- A.1 Inicialmente se tiene un elemento de concreto de longitud conocida, bajo condiciones controladas de temperatura y humedad. (Fig. 37.A)
- A.2 Si en el proceso de fundición fragua sin restricciones, entonces se producen dimensiones libremente sin que se produzcan fisuras (tal como un voladizo); pero, si los extremos se mantienen restringidos mientras se produce el encogimiento por fraguado (tal como un empotramiento perfecto), se desarrollan esfuerzos de tensión (las flechas indican esfuerzos de tensión inducidos). (Fig. 37.B)
- A.3 Con el tiempo, el esfuerzo en el elemento se relaja en parte, siendo absorbidos parte de éstos por el creep de concreto; otra parte es tomado por la resistencia inicial de tensión del concreto. (Fig. 37.C)

A.4 Y si el esfuerzo inducido es más fuerte que la resistencia de tensión del concreto, éste se fisura, desapareciendo el esfuerzo de tensión inducido. (Fig. 37.D)

B. UN SEGUNDO CASO SE HA OBSERVADO EN LOS MARCOS ESTRUCTURALES DE LAS EDIFICACIONES

En estos marcos han aparecido esfuerzos de tensión en la intersección de vigas, inducidos transversalmente a las varillas. Análogamente, se puede inducir tensión transversal en el concreto alrededor de las varillas superiores de vigas que soportan losas continuas. Dichos esfuerzos transversales de tensión puede conducir a agrietamientos prematuros a lo largo de las varillas principales, y afectar adversamente su rendimiento de adherencia. (fig. 45)

Además, se ha visto la existencia de mayor peligro que el concreto se fisure en mayor grado, en la proximidad de los empalmes a tensión (en vigas es la cara inferior del elemento). Dos varillas empalmadas generan compresión diagonal en el espacio entre ellas, de manera que se requiere una fuerza de agarre para impedir una separación posible. El efecto de cuña de cada una de las dos varillas empalmadas puede conducir a una grieta de división a lo largo de una línea horizontal que pasa a través de los centros de las varillas.

Parte de la resistencia a tensión del concreto se reduce cuando una grieta primaria se abre cerca de la superficie de la varilla del refuerzo de acero.

C. MECANISMO DE AGRIETAMIENTO DEBIDO A ESFUERZOS DE TENSIÓN

En los primeros estudios analíticos del agrietamiento de elementos sometidos a esfuerzos de tensión se creía que el control del agrietamiento dependía principalmente de la calidad de la adherencia entre el concreto y el acero y de una distribución uniforme de esfuerzos de tensión en un área efectiva de concreto.

Las grietas por tensión axial empiezan a formarse cuando se excede la resistencia a tensión del concreto en las secciones débiles, que están distribuidas al azar, ocurriendo el deslizamiento entre el concreto y el acero entre las grietas.

En estas grietas el concreto está libre de esfuerzos, y el refuerzo sólo transmite la carga externa. Sin embargo hay esfuerzos de tensión residuales en el concreto, entre las grietas, debido a que la tensión se transfiere del acero al concreto por adherencia. La magnitud de distribución de estos esfuerzos por adherencia entre las grietas, determina la distribución de esfuerzos entre el concreto. Cuando se excede la resistencia a tensión del concreto con cargas mayores, se pueden formar nuevas grietas entre las iniciales.

En 1,943 se formalizó la hipótesis anterior y posteriormente aparecieron otras teorías y deducción de ecuaciones, una de las cuales se describe a continuación:

En la Fig. 46 se observa un elemento de concreto reforzado cargado axialmente. Las grietas por tensión axial se forman en un espaciado irregular cuando la resistencia a tensión del concreto se excede en las secciones

débiles. Entre las grietas iniciales se forman grietas adicionales a cargas mayores, pero el espaciado entre éstas sólo puede producirse a un espaciado determinado mínimo " a_{min} ". Este límite se alcanza cuando ya no se puede transferir una fuerza de tensión muy grande por adherencia del acero al concreto, para formar una grieta adicional entre otras dos existentes.

Por ejemplo, en la parte 46.A se forman dos grietas iniciales en las secciones "A-A" y "C-C", que se encuentran a una distancia "a" entre sí. En las figuras 46.B, 46.C y 46.D se observa la distribución aproximada tanto de los esfuerzos de adherencia en el elemento, como de la distribución de esfuerzos en el concreto y en el refuerzo de acero. Si la aplicación de la carga aumenta, y la transmisión de esfuerzos de tensión desde el acero al concreto alcanzan la resistencia del material, entonces se formará una nueva grieta adicional en "B-B" a la mínima distancia de " a_{min} ". La adherencia a lo largo de la longitud "AB" debe transmitir suficiente tensión desde el acero y el concreto para agrietar el concreto en "B".

Al formarse esta nueva grieta en B-B, la distribución de esfuerzos de adherencia, de tensión en el concreto y en el acero cambian, tal como se puede observar en las figuras 46.E, 46.F y 46.G.

$A_e * f't$ = fuerza de tensión requerida para agrietar el concreto; y donde
 A_e = área efectiva del concreto en tensión
 $f't$ = resistencia a tensión del concreto.

$a_{min} * u * o$ = La tensión transferida al concreto; y donde
 a_{min} = espaciado mínimo entre las grietas iniciales "A" y "C"
 u = esfuerzo promedio de adherencia
 o = la sumatoria de los perímetros de las varillas.

Igualando los dos valores de la tensión se tiene:

$$a_{min} = (A_e * f't) / (u * o)$$

Si $a = 2a_{min}$, se puede formar una grieta "B"; y si " $a > 2a_{min}$ ", no se formará una nueva grieta en "B", lo que significa que se puede esperar que el espaciado entre las grietas varíe entre a_{min} y $2a_{min}$, con un espaciado promedio aproximadamente $1.5 a_{min}$.

El anterior razonamiento indica que en la práctica habrá una gran dispersión en el espaciado entre grietas; teóricamente son posibles los espacios entre las grietas que varían ente 0.67 y 1.33 del espaciado promedio.

Para varillas del mismo diámetro, $o = 4 A_s/d_b$, donde A_s = área de la varilla de acero y d_b = diámetro de la varilla. También sustituyendo $p_e = A_s/A_e$ en la anterior ecuación se tiene:

$$a_{min} = 2 a_{min} = \frac{f't * d_b}{2 u * p_e}$$

La elongación del acero entre dos grietas, menos la elongación del concreto, proporciona el ancho de la grieta. Ignorando la elongación del concreto, por pequeña, ($0.6 A_{max} F_y/E_s$), el máximo ancho de la grieta, está definida mediante la ecuación

$$w_{\text{max}} = (0.60 * a_{\text{max}} * F_y) / E_s$$

Y sustituyendo a_{max} de la ecuación anterior, se obtiene el ancho máximo de la grieta:

$$w_{\text{max}} = \frac{0.30 * f'_t * d_b * F_y}{u * \rho_b * E_s}$$

en donde w_{max} = ancho máximo de la grieta
 d_b = diámetro de la varilla del refuerzo de acero
 E_s = módulo de elasticidad del acero
 F_y = Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

Se ha modificado esta última ecuación para el ancho máximo de la grieta. La deducción anterior comprende la suposición de que el esfuerzo de tensión en el concreto en la sección "B" es uniforme y consecuentemente el área efectiva del concreto en tensión "Ae" es toda la sección transversal del elemento. Esta suposición se discute, ya que la distribución real del esfuerzo de tensión puede no ser uniforme. También se supone que la abertura de grietas se debe al deslizamiento del concreto con relación al esfuerzo, que el espaciado de las grietas será determinado por la fuerza que se puede transmitir desde el acero al concreto por adherencia, y que la grieta tiene lados paralelos. de ancho constante, en todo el espesor del elemento.

D. PREDICCIÓN DE ESFUERZOS DE TENSIÓN EN LOSAS AL MOMENTO DEL DESENCOFRADO

Por lo general donde son mayormente observadas las fallas por esfuerzos de tensión es en losas. Este elemento estructural, al momento de desencofrado deberá tener la suficiente capacidad para resistir los esfuerzos de tensión a que serán sometidas, es decir, al entrar en servicio. Por lo cual, a través del siguiente análisis se trata de determinar cuando los esfuerzos actuantes se exceden, dando lugar al agrietamiento.

D.1 Se determina la relación entre el módulo de elasticidad del acero "Es" y el módulo de elasticidad del concreto "Ec", definido como:

$$n = E_s / E_c.$$

D.2 Calculando la posición del eje neutro se tiene:

$$A_t = A_s * (n - 1)$$

en donde A_t = área o sección transformada
 A_s = área del acero de refuerzo
 n = relación entre módulos de elasticidad del acero y el concreto.

D.3 Del código ACI se tiene que el concreto falla a tensión cuando se sobrepasa el límite definido por el módulo de rotura, suponiendo aún una sección no agrietada, la cual es:

$$\text{Módulo De Rotura} = 2 \sqrt{f'_c}$$

D.4 Utilizando la ecuación del método elástico se tiene

$$f'c = \frac{M * d1}{I}$$

$$ft = \frac{M * d2}{I}$$

en donde $f'c$ = esfuerzos de compresión
 ft = esfuerzos de tensión
 M = momento calculado a partir de las cargas aplicadas
 $d1$ = distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada del lado de la compresión
 $d2$ = distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada del lado de la tensión
 I = inercia de la sección transformada

D.5 Se tiene entonces, que el agrietamiento ocurrirá cuando el esfuerzo actuante de tensión sea mayor que el módulo de rotura, o sea:

$$ft > 2 \sqrt{f'c}$$

La segunda ecuación (en D) es valedera para una sección homogénea (que se obtiene al transformar la sección de concreto armado en una sección transformada).

Despejando " $f'c$ " de la anterior ecuación, y sustituyendo la segunda (de D) se obtiene:

$$f'c = \frac{ft^2}{2} = \frac{M * d2^2}{2 I} \implies \text{SI } f'c > \frac{d2^2}{2} * \frac{M^2}{I} \implies \text{O.K.}$$

Con la conclusión de la anterior ecuación se puede determinar cuál debe ser la resistencia mínima del concreto a utilizar en el diseño de la mezcla, con el fin de evitar que éste alcance un agrietamiento debido a los esfuerzos de tensión. Y por lo cual es recomendable minimizar las cargas adicionales sobre la losa en la temprada edad del concreto (desde el desencofrado).

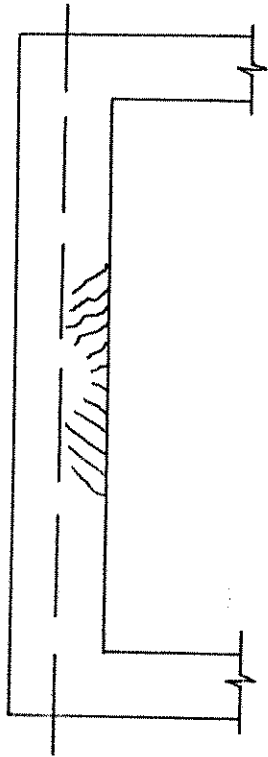


Fig. 42:
GRIETAS POR ESFUERZOS DE TENSION,
PERPENDICULARES A LA DIRECCION DE DICHSOS ESFUERZOS.

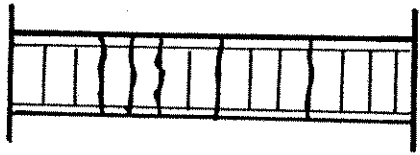


Fig. 44:
ELEMENTO FALLADO POR ESFUERZOS DE TENSION,
CON GRIETAS DE TRAZADO NORMAL AL REFUERZO
PRINCIPAL, ATRAVESANDO LA SECCION COMPLETA.

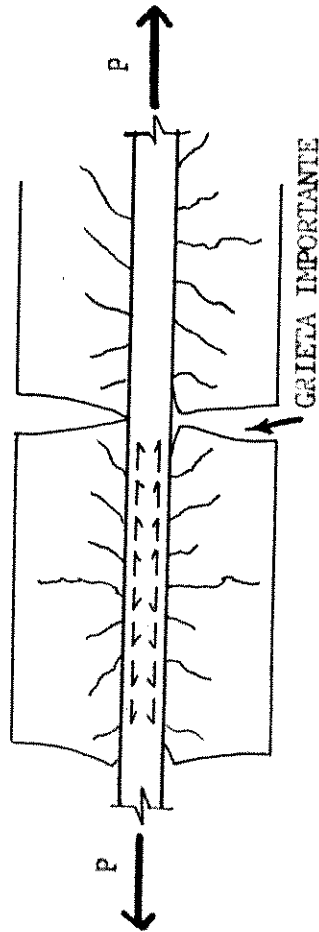


Fig. 43:
CONCRETO DEFORMADO ENTRE GRIETAS TRANSVERSALES EN UN ELEMENTO A TENSION.

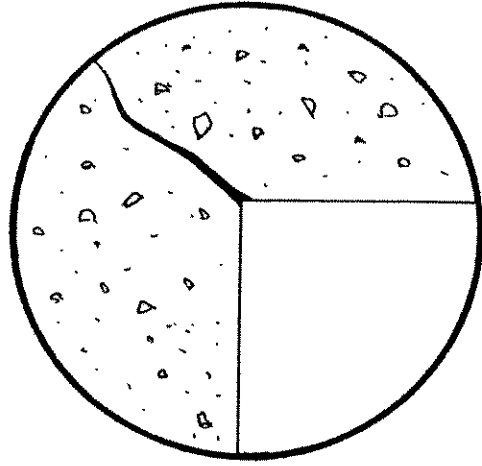


Fig. 45:
GRIETAS EN LOS ANGULOS O ESQUINAS, DEBIDAS
A LA CONCENTRACION DE ESFUERZOS POR TENSION.

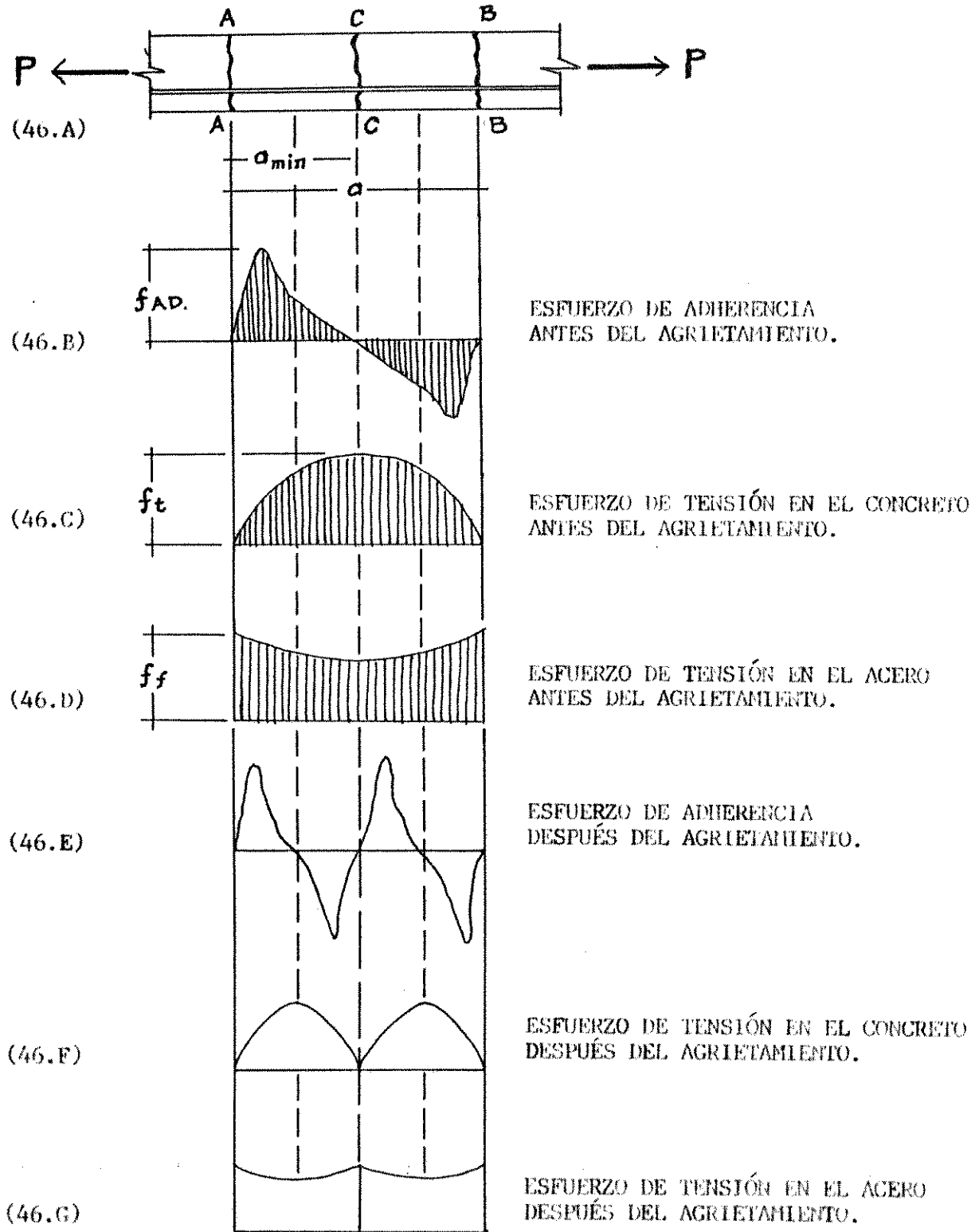


Fig. 46:
FORMACIÓN DE GRIETAS EN UN ELEMENTO DE CONCRETO SOMETIDO A TENSIÓN.

2.4 FALLAS POR COMPRESIÓN

Las fallas debidas a esfuerzos de compresión se producen a una deformación unitaria del orden de 0.003 a 0.004. A esta deformación, el concreto se agrieta longitudinalmente o con una inclinación aproximada de 45° , dependiendo del grado de restricción que exista en los extremos del elemento.

Analizando las probetas de concreto, por lo general cilíndricas, ensayadas en el laboratorio del Centro de Investigaciones de Ingeniería, se han observado dos características en cuanto al rozamiento. Si no existe rozamiento alguno entre las caras extremas de la probeta y los platos de la prensa, la compresión pura ejercida sobre la probeta la rompe, formando columnillas paralelas a la dirección del esfuerzo (Fig. 48.A). Si existe rozamiento entonces éste originará poca dilatación transversal de la probeta, y el esquema de agrietamiento será como el de la (Fig. 48.B).

Con piezas más esbeltas (por lo general con relación ancho:largo $> 6:12$), intervienen nuevos factores, tales como una posible heterogeneidad del concreto a lo largo de la pieza, reparto no uniforme de los esfuerzos de compresión en la sección del elemento, etc., obteniendo diversos esquemas de agrietamiento (Fig. 48: C, D, E).

Cuando la zona a compresión de un elemento se confina mediante refuerzo transversal, a un espaciado pequeño, mediante ganchos, estribos, zunchos o hélices, se aumenta en forma considerable tanto la ductilidad del concreto como del elemento estructural.

Se ha observado que los zunchos confinan el concreto con mayor efectividad que los estribos, debido a que el acero de confinamiento en forma de círculo aplica una presión radial uniforme al concreto; en tanto que un rectángulo, tiende a confinar mejor el concreto de las esquinas. El generoso uso de anillos confinantes en las regiones de traslape se aconseja para evitar el desgajamiento del concreto.

A. CAPACIDAD COMPRESIVA DEL CONCRETO COMO MEDIDA DE SU RESISTENCIA

La resistencia es una de las propiedades más importantes del concreto, tanto por sí misma, como por su influencia sobre otras propiedades deseables en el concreto endurecido.

Básicamente, la resistencia media a la compresión requerida a una edad especificada, generalmente a los 28 días, determina la relación nominal agua/cemento. Para la construcción de una edificación se debe tratar de comprar el cemento en lotes (a granel y depositado en silos), con lo cual se puede sacar provecho a la resistencia de un cemento dado y la utilización de una relación experimental de resistencia con una proporción dada de agua/cemento. Se ha observado que a los dos años de edad, la resistencia de concretos hechos con diferentes tipos de cementos tienden a ser iguales.

En el caso de concretos de alta resistencia (mayores a los 420 Kg./cm^2), en ésta también influye no sólo la relación agua/cemento sino la relación agregado/cemento.

El diseño estructural está basado en la suposición de una resistencia mínima del concreto, pero la resistencia del concreto producido en laboratorio o en obra es una cantidad variable. En el diseño de una mezcla se debe tener

como objetivo una resistencia media mayor que la mínima establecida.

La distribución de la resistencia en muestras de pruebas, puede describirse mediante la media y la desviación estándar, en la siguiente forma:

La mínima resistencia de una mezcla se puede definir mediante el conocimiento de la probabilidad de que la muestra tenga una resistencia que difiera de la media en una cantidad dada. No se puede especificar un mínimo absoluto, ya que desde el punto de vista estadístico, siempre existe posibilidad de que el resultado de la prueba sea inferior a un mínimo, por bajo que éste sea. El hacer que un intervalo fluctuante de probabilidad sea muy pequeño, con relación a la mediana, se cae en lo antieconómico.

Es por lo tanto usual definir el mínimo como un valor para ser excedido por una determinada proporción de los resultados de las pruebas, usualmente entre el 95 y 99 %; dicho valor se llama: Resistencia Característica. Por lo anteriormente expuesto, el código ACI 318-89 basa la resistencia mínima "fcr", en relación con la resistencia de diseño "f'c", con dos requerimientos:

Primero: Existe 0.01 probabilidades de que el promedio de tres pruebas consecutivas resulte menor a la resistencia de diseño. Que en términos de desviación estándar "o" se puede establecer como:

$$fcr = f'c + 1.343 o$$

Segundo: Existe 0.01 probabilidades de que la prueba individual resulte abajo de la resistencia de diseño en más de 35 Kg./cm². Que en términos de desviación estándar se puede establecer como:

$$fcr = f'c - 3.5 + 2.326 o$$

Las dos condiciones anteriores son equivalentes cuando la desviación estándar es de 35 Kg./cm². Y cuando es mayor, la segunda condición es la más severa.

Otro aspecto considerado es, que resulta aparente, que a menor diferencia entre la resistencia mínima y media, menor será la diferencia de contenido de cemento necesario. Sin embargo, para un nivel dado de resistencia, el factor que controla esta diferencia es el control de calidad, que exige un control exacto de la variación en las propiedades de los ingredientes de la mezcla, y también un buen control en otras que lo afectan tales como: dosificación; mezclado inadecuado o poco trabajable; colocación y compactación insuficiente; curado irregular; y variaciones en los procedimientos de prueba.

1er. CASO. VIGAS

En el caso de vigas, las fallas debidas a esfuerzos de compresión, se reconocerán por un desconchamiento del concreto en la zona de compresión del elemento, lo que demuestra una sección de concreto sub-diseñado, o sea, menor a la requerida para resistir dichas cargas.

Este desconchamiento tiene su origen en la cedencia repetida del refuerzo longitudinal y el agrietamiento diagonal, lo que causa una pérdida parcial de adherencia, que a su vez puede producir fallas en la zona de anclaje por deslizamiento progresivo entre el concreto y el refuerzo.

2o. CASO. COLUMNAS

En el caso de columnas, la compresión axial provoca diferentes formas de agrietamiento, según la esbeltez del elemento y el grado de interacción que exista entre las secciones transversales de los extremos del elemento. Ambos efectos se han observado muy bien en los ensayos de laboratorio, hechos sobre probetas sencillas, por lo general cilíndricas.

Si las cargas aplicadas, tales como las debidas a un sismo, son fuertes, se produce desmoronamiento del espesor de recubrimiento y las varillas longitudinales de refuerzo se pandean entre estribos, al faltarles el soporte lateral que les es proporcionado por el concreto.

Las fallas por compresión pueden ser causadas por cargas verticales, influencia de aceleraciones verticales considerables o por asentamientos diferenciales, en cuyo caso estos elementos tienden a soportar una mayor magnitud de carga que otros elementos.

B. FALLA DE COMPRESION PRODUCIDO POR MOMENTOS DE VOLTEO EN LA EDIFICACION

El efecto producido por el momento de volteo en las edificaciones puede producir la falla de columnas por compresión. Este momento afecta en general a las columnas de los pisos inferiores, y en mayor grado a las columnas de esquina, ya que suelen estar menos reforzadas o ser de menor sección, debido a que los efectos de las cargas verticales son menores en ellas.

La tendencia de falla de compresión por momento de volteo se acentúa más en las columnas de planta baja, cuando los extremos en dirección corta contienen muros de rigidez, lo cual aumenta la porción de fuerzas que se transmiten a ellos, y por lo tanto los momentos de volteo que toman dichos marcos es mayor. Esta situación empeora si los muros se suspenden de la planta baja.

Una medida preventiva consiste en diseñar y colocar los muros en forma ininterrumpida desde el nivel más bajo (si el proyecto de la edificación lo permite). Otra medida consiste en tratar de eliminar toda carga muerta innecesaria, tales como elementos arquitectónicos o muros pesados de relleno.

C. EMPALME DE VARILLAS A COMPRESIÓN

La longitud del empalme a compresión se puede especificar ya sea en términos de un esfuerzo de adherencia o en términos de longitud de desarrollo. Debido a las mejores condiciones de adherencia para varillas en compresión, los códigos permiten mayores esfuerzos de adherencia y longitudes correspondientemente menores de desarrollo para estas varillas que para las sujetas a tensión.

En las columnas cargadas axialmente el refuerzo transversal que consiste en estribos, zunchos, etc., proporciona protección extra contra rajaduras a lo largo del empalme, propiedad que reconocen los códigos. Debido a que el agrietamiento transversal no ocurre en las zonas a compresión, también está ausente el efecto dañino de estas grietas para iniciar la rajadura. La principal diferencia entre un empalme a compresión, con el empalme a tensión, proviene de la capacidad de las varillas en un empalme de transferir la carga directamente al concreto mediante apoyo de extremo.

D. REPARACIÓN DE ELEMENTOS FALLADOS POR CARGAS DE COMPRESIÓN

En el caso de desconchamientos y grietas de mínimas dimensiones se puede realizar una reparación local con concreto nuevo, con la ayuda de un poderoso auxiliar como son las resinas epóxicas; en las cuales, como se menciona en esta tesis, se debe realizar una buena limpieza del lugar a reparar ya sea con chorro de arena, frotación de sacos, recubrimientos, etc.

Para grietas de mayores dimensiones y falla del elemento estructural se aplican técnicas de reparación explicadas en la sección de fallas por cortante y flexión.

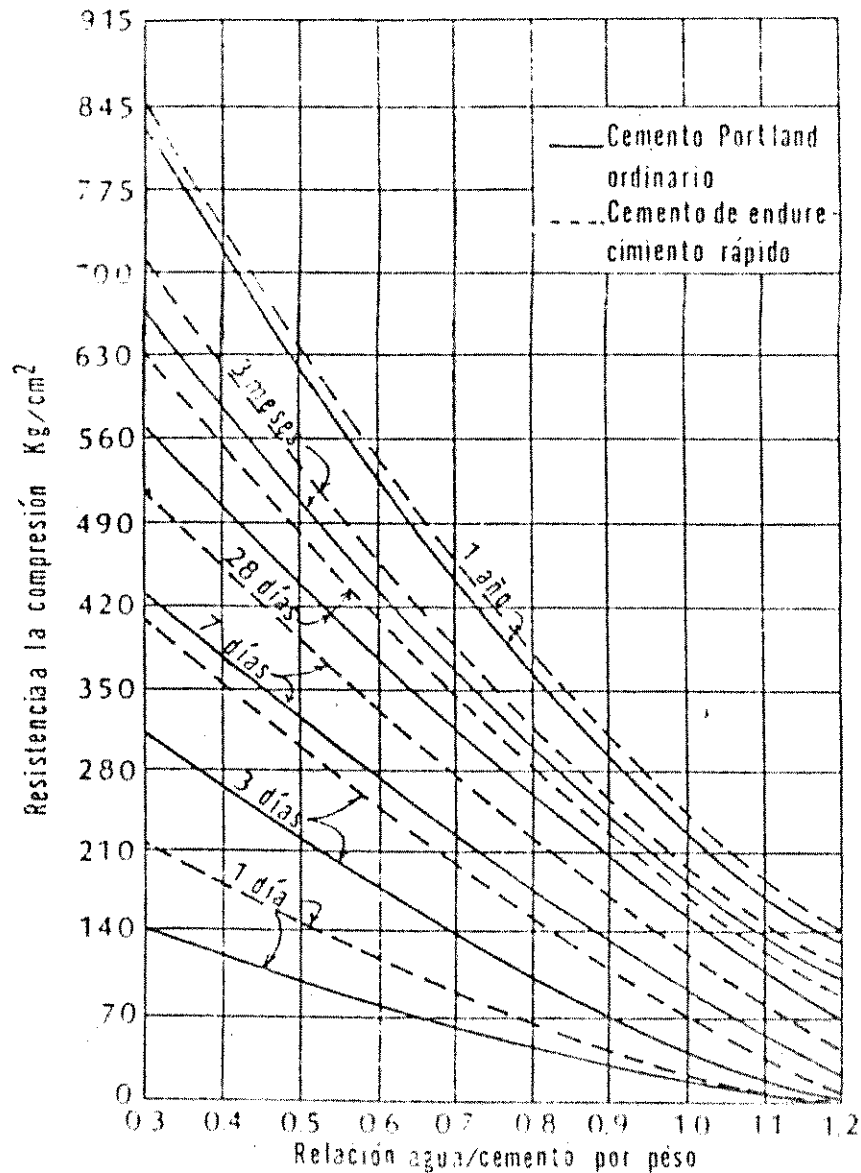


Fig. 47:
COMPARACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO PARA CUBOS DE 100 mm. BIEN COMPACTADOS EN MEZCLAS DE DISTINTAS PROPORCIONES.

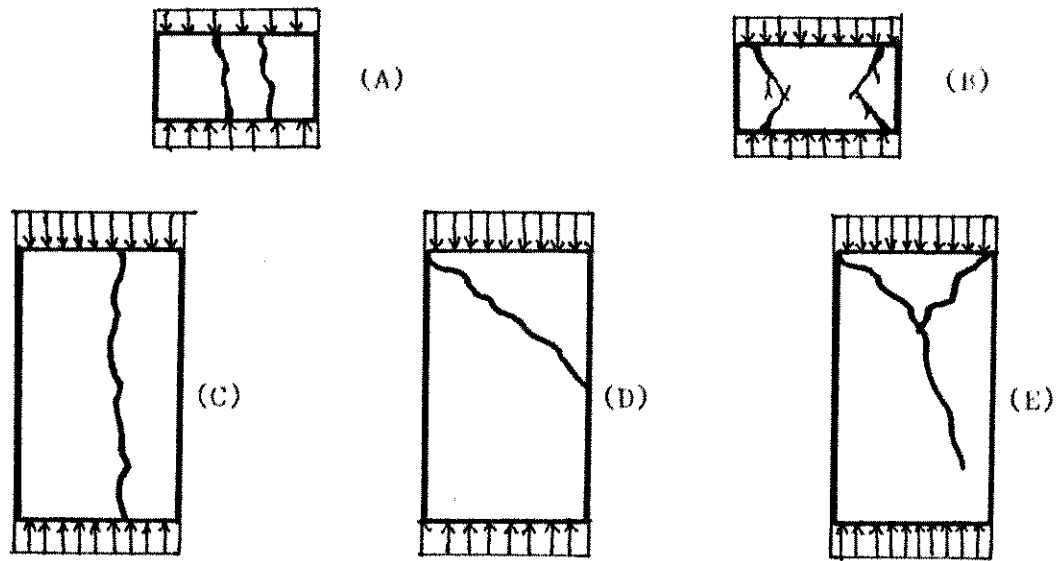


Fig. 48:
MODO DE FALLA A COMPRESIÓN EN ELEMENTOS DE CONCRETO.

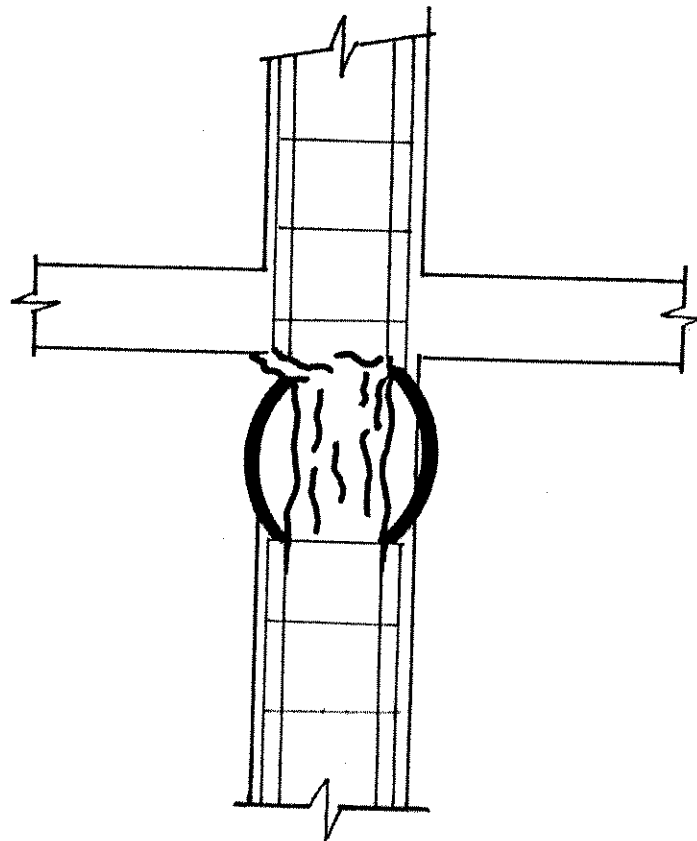


Fig. 49:
FALLA DE LA COLUMNA POR COMPRESIÓN; PRODUCIENDO
DESMORONAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO Y PANDEO DEL ACERO DE REFUERZO.

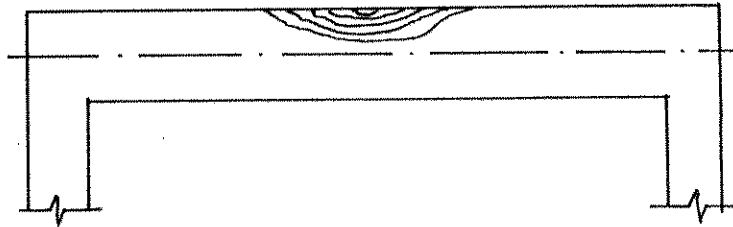
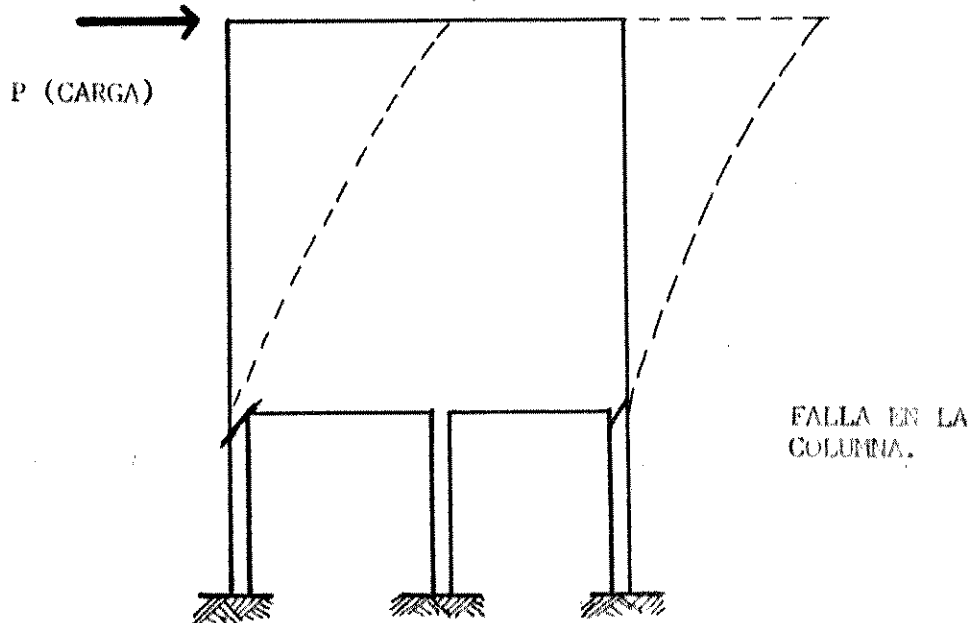


Fig. 50:

FALLA POR COMPRESIÓN EN UN ELEMENTO DE CONCRETO,
CAUSANDO DESCONCHAMIENTO, DEBIDO A SU SECCIÓN INSUFICIENTE.

Fig. 51:

FALLA DE LA COLUMNA POR COMPRESIÓN, DEBIDO AL MOMENTO DE
VOLTEO, ORIGINADO AL SUSPENDERSE LOS MUROS
DEL PISO SUPERIOR, EN EL PISO INFERIOR.



2.8 FALLAS POR TORSIÓN

A. DEFINICIÓN

Es una falla de tipo frágil en la cual el concreto se aplasta. Ocurre por efectos de los esfuerzos de flexión. Su efecto produce fisuras a 45° que cruzan en dirección opuesta en ambas caras del elemento estructural. Este tipo de fisuras se suele encontrar frecuentemente en las vigas, cuando existe una viga que arriostra los pórticos de luces descompensadas.

Como se dijo anteriormente (en el caso C de elementos sujetos a esfuerzos de corte), la torsión es un caso especial de la tensión diagonal, por lo general debido a la mala estructuración o concepción de la edificación. (Ver Fig. 52)

Esta falla se presenta en edificaciones cuya estructura sea, (52.A) con forma tipo alargada, o (52.B) estructura con vigas principales en una dirección y losas nervuradas en la otra dirección.

En estos casos, para que las flexiones debidas a las fuerzas laterales en la dirección corta puedan transmitirse de las losas nervadas a las columnas, necesitan desarrollarse torsiones en las vigas principales. Este hecho aumenta aún más, debido a que el concreto armado no posee ni la capacidad ni la ductilidad necesaria para resistir estos esfuerzos de torsión.

B. ASPECTOS IMPORTANTES DE LA TORSIÓN

El aspecto de la flexibilidad es otro considerado en la torsión de las edificaciones, donde es frecuente encontrar fallas en las uniones viga-columna, producidas por momentos excesivos a que se ven sometidos los nudos, además de la transmisión de fuerzas cortantes de un piso a otro. Por lo tanto esta unión debe tener suficiente resistencia al cortante, como mínimo, igual a las fuerzas cortantes inducidas en el núcleo por las fuerzas de fluencia del refuerzo de las vigas y por los cortantes de las columnas o sea:

$$V_{unión} = A_s F_y - V_{col}$$

donde $V_{unión}$ = resistencia mínima de la unión al cortante
 V_{col} = cortante ejercido por la columna, debido a sollicitación de cargas
 A_s = área del acero de refuerzo de la viga
 F_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

En el caso de las vigas, el estado interno de las fuerzas de equilibrio cambian completamente al producirse la primera grieta, tal como se observa en la figura 54, en que la pendiente cambia bruscamente al producirse la primera grieta.

Seguidamente a la primera grieta, empiezan a trabajar los esfuerzos transversales ortogonales al eje longitudinal de la viga, ocurriendo ésta súbitamente para pequeños valores del ángulo de giro. (Ver Fig. 53)

Las fallas de cortante por torsión en las columnas son conducidas por torsiones elevadas en la edificación, inducidas por la colocación inadecuada de muros de cortante, o el hecho de colocar muros de relleno en forma arbitraria y ligados a la estructura. Es decir, el cortante directo que

soportan las columnas, se suma al cortante que proporciona la torsión del edificio. La estructura que tenga sus elementos estructurales ubicados en forma simétrica, tendrá un comportamiento mucho mejor que otro cuyos elementos no lo estén, o que tengan elementos no estructurales unidos a ésta, pero que debido a su peso, inducirán torsiones adicionales. (Ver Fig. 54)

El centro de rigideces es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortantes horizontales debidas por ejemplo a sismos, para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso, sea exclusivamente de traslación. De lo contrario es cuando existirá la torsión.

Por tanto, el efecto torsional se producirá al tener una excentricidad real, cuando el centro de rigideces no se encuentre sobre el eje que pasa por el centro de masa en la dirección que se analiza, siendo entonces las columnas más alejadas del centro de torsión, las que resistirán un cortante mayor. (Figs. 55 Y 56)

Otra causa de fallas por el efecto torsionante en las columnas se produce con el fenómeno de la torsión dinámica, la cual se ha encontrado, puede exceder en un mayor valor a la torsión estática, si la distribución de masas y rigideces guardan entre sí relaciones próximas a una cierta relación crítica.

La distribución de masas en un nivel típico es por lo general uniforme. Una situación próxima a la crítica es cuando se tienen marcos perimetrales cuya rigidez es del orden de la mitad de los interiores. En este caso, el problema no es de análisis, pero aún así se presentan fallas por torsión, aunque exista simetría.

Entre otras situaciones que provocan fallas por torsión, está el hecho de no respetar juntas de dilatación entre cuerpos de gran rigidez (Ver Fig. 56). Otro caso encontrado ha sido debido a la diferente frecuencia natural de vibración a que se somete cada elemento y material unido en el conjunto de la edificación.

C. PARES DE TORSIÓN EN ENTREPISOS

Mediante el análisis dinámico se pueden determinar los momentos torsionantes de entrepiso en edificios altos con menos precisión que las fuerzas cortantes por una parte, los componentes rotacionales del movimiento del terreno introducen una fracción proporcionalmente más elevada de la perturbación desde el punto de vista de las torsiones de entrepisos que en cuanto a fuerzas cortantes; de hecho, la totalidad de la perturbación que origina los momentos torsionantes puede ser de este tipo.

Por otra parte, un error pequeño o una imprecisión en el cálculo de rigideces relativas o una distribución imprevista de cargas, puede inducir incrementos de varios cientos por ciento en las torsiones de entrepiso cuando los cálculos indican que la resultante de las fuerzas horizontales pasa cerca del centro de torsión en cada entrepiso. La situación es desfavorable, en especial en edificios simétricos, en que el análisis elemental no acusa la más leve torsión, mientras que, con probabilidad uno, se presentarán dichas fuerzas generalizadas durante, por ejemplo un sismo.

Las excentricidades reales de los edificios difieren mucho de los valores calculados, cuyas diferencias pueden clasificarse en dos grupos:

C.1 PRIMERO. De éste provienen las "Torsiones Accidentales", que afectan hasta los edificios más simétricos, y que de ordinario no se toman en cuenta en el análisis dinámico.

Las principales causas de la excentricidad accidental incluyen:

- (a) La componente de rotación del movimiento del terreno con relación a un eje vertical, cuya causa principal es la aleatoriedad de rigidez ante cargas laterales.
- (b) La torsión accidental también se ve aumentada por distribuciones desfavorables de masa.
- (c) Diferencias entre rigideces y masas entre supuestas y las reales.
- (d) Relaciones asimétricas no lineales fuerza-deformación.
- (e) Asimetría de las constantes de amortiguamiento
- (f) La deformación en una dirección perpendicular a la que se está analizando.

La torsión de entrepiso suele corresponder a rotaciones relativamente pequeñas. En la mayoría de casos es resistida por pares de fuerzas cortantes en marcos que trabajan a flexión o contraviento y muros de cortante, y ordinariamente es despreciable la contribución de la torsión de las columnas individuales. Sin embargo cuando una o varias columnas son más cortas, puede verse sujetas a momentos de torsión importantes. Un caso representativo de la torsión en edificaciones de concreto reforzado es cuando la presencia de un bloque de concreto asimétrico es la causa principal de una marcada excentricidad en planta, que puede ser la responsable de la falla de una columna en torsión.

C.2 SEGUNDO. Acusa diferencias entre resultados de los métodos estáticos y los métodos dinámicos de análisis, que a menudo se le llama: Amplificación Dinámica de la excentricidad.

D. REPARACIÓN DE ELEMENTOS DAÑADOS POR ESFUERZOS DE TORSIÓN

Para las estructuras diseñadas en la(s) forma(s) anteriores es poco lo que se puede hacer para evitar este tipo de falla, ya que el fenómeno no se puede evitar en su totalidad mediante un cambio de estructuración.

Si los daños no son muy excesivos, se pueden reparar los elementos localmente con resinas epóxicas, reforzar con incremento de secciones y/o refuerzos adicionales (tal como se vió en refuerzos de elementos sujetos a esfuerzos de corte), de manera que resistan los momentos de torsión que se puedan presentar en el nuevo análisis.

En estructuras configuradas como 52.A y 52.B existen problemas adicionales causados por su excesiva flexibilidad, la cual puede conducir a un colapso de la estructura por inestabilidad. En cuyo caso es necesaria una

reestructuración, que puede consistir en rigidizar la edificación en su sentido corto por medio de la inclusión de muros de cortante (ya sean de concreto o mampostería), a colocarse más o menos uniformemente, tanto en planta como en elevación, con el objetivo de evitar torsiones y cambios bruscos de rigidez.

Otra forma de rigidizar la edificación es por medio del incremento de secciones en vigas y columnas de los marcos, al menos, los que pertenecen al sentido corto de ésta.

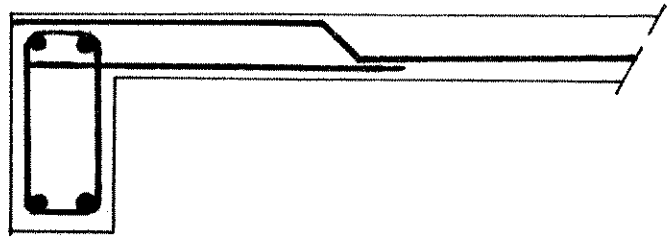
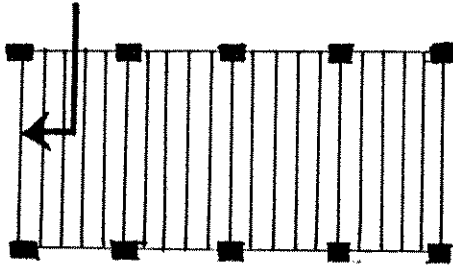


Fig. 52:

EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON PLANTA DE MANERA ALARGADA O VIGAS PRINCIPALES EN UNA DIRECCIÓN Y LOSAS NERVADAS EN EL OTRO.

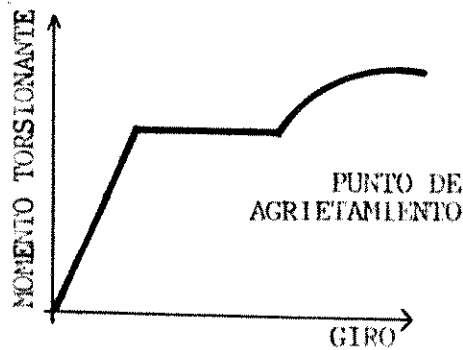


Fig. 53:

CAMBIO BRUSCO EN LA PENDIENTE DE LA GRÁFICA, DEBIDO AL CAMBIO EN EL ESTADO INTERNO DEL EQUILIBRIO, AL FORMARSE LA PRIMERA GRIETA.

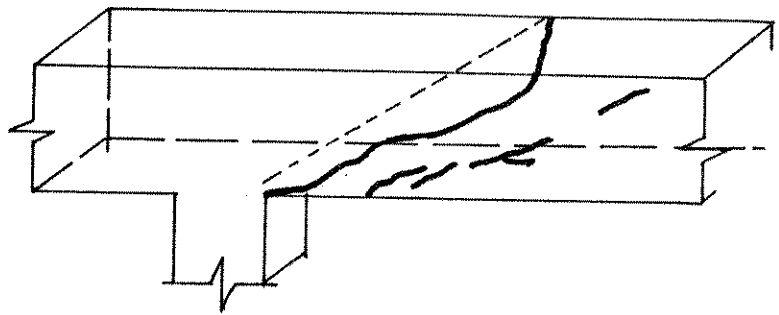


Fig. 54:

MODO DE FALLA POR TORSIÓN EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL.

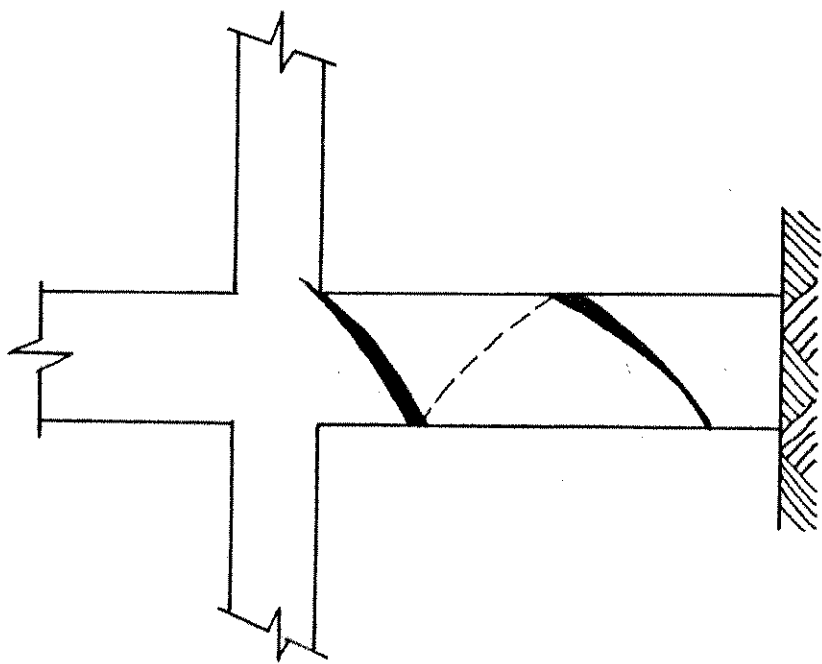


Fig. 55:
FALLA POR TORSIÓN EN UNA
COLUMNA ESTRUCTURAL.

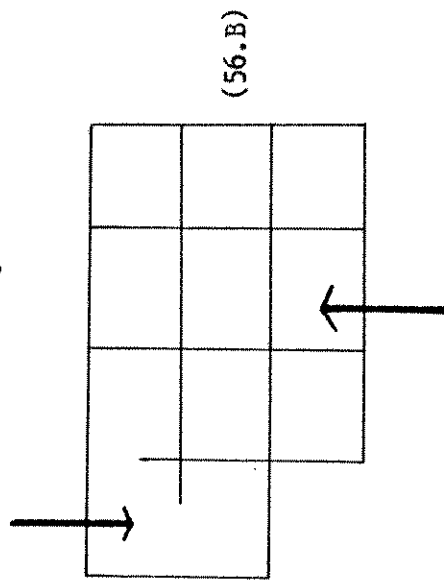
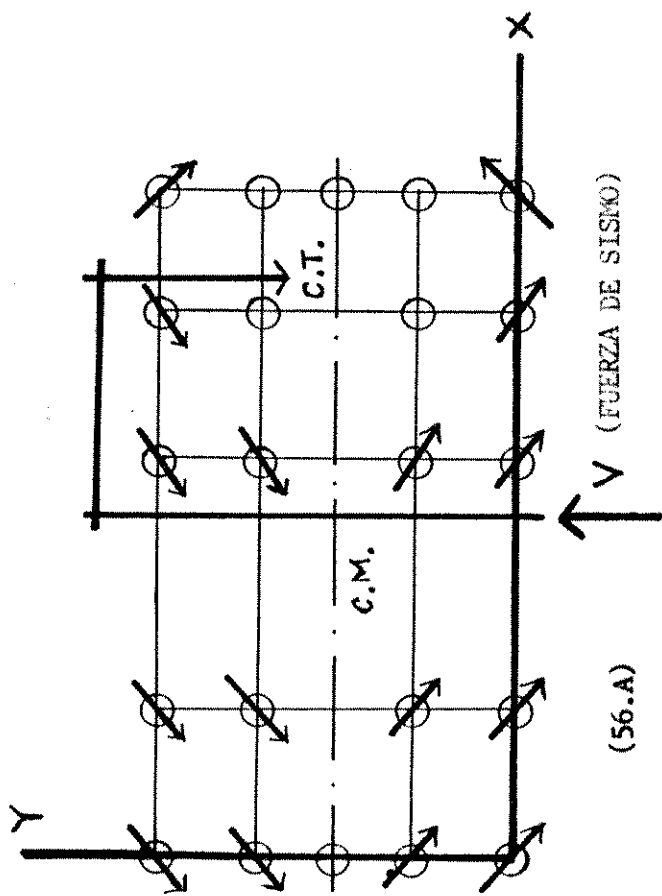


Fig. 56:

CAUSA POR LA CUAL SE ORIGINA TORSIÓN EN LOS
ELEMENTOS DE UNA EDIFICACIÓN, DEBIDO A QUE
NO COINCIDE EL CENTRO DE MASA CON EL DE TORSIÓN.

2.6 FALLAS POR TEMPERATURA Y EFECTOS TÉRMICOS

Por lo general, los cambios de temperatura que dañan una estructura, son aquellos que tienen cambios rápidos en su superficie y lentos en su parte central. Esta condición producirá una curva del gradiente de temperatura, cuya porción empinada pertenece a la superficie del elemento estructural.

La temperatura también afecta la presión ejercida por el concreto. A bajas temperaturas el concreto tarda más en fraguar, dando lugar a que se alcance mayor presión antes de fraguar. Por el contrario, a mayores temperaturas es mayor el consumo de agua y la presión ejercida por el concreto en el tiempo tendrá un gradiente menor, aunque éste tiende a fraguar más rápido.

A través de diversas pruebas de laboratorio se ha detectado que al enfriarse el concreto hasta la temperatura original se desarrollan esfuerzos de tensión. Se observó que estos esfuerzos por tensión fueron menores en concretos elaborados con cementos ordinarios o modificados, que con cementos de bajo calor o Portland-puzolana, que pueden resistir mayores descensos de temperatura antes de fallar.

La temperatura en el tiempo de colocación determina las dimensiones del concreto cuando deja de deformarse plásticamente. Por lo tanto la colocación a elevadas temperaturas implica una alta tendencia al agrietamiento.

A. DEFINICIÓN

Las fisuras de origen térmico se definen como contracciones o dilataciones que experimentan los elementos de concreto al variar la temperatura, sea en valor absoluto o diferencial, entre piezas conectadas mutuamente, o en zonas distintas de una misma pieza; las cuales fallan cuando existen restricciones entre estos elementos y los adyacentes. Los cambios diferenciales de longitud pueden ser de 0.01 mm. por cada 10 Mts., al variar la temperatura 10°C.

B. VARIACIÓN DE TEMPERATURAS EXTERNAS

Las variaciones diarias y anuales de la temperatura ambiente, en especial aquellas causadas por el calor del sol, producen una gran variedad de gradientes en el concreto endurecido, que provocan esfuerzos en una estructura. Estas variaciones de temperatura en el concreto endurecido implican cambios de su volumen y de su forma. Si estos son limitados por la estructura de la obra, se producen esfuerzos que pueden producir tensiones en el concreto, con el consiguiente agrietamiento.

Un caso muy típico se produce en la unión o contacto de dos materiales no homogéneos, tales como dos concretos de diferentes edades, en los que sus coeficientes de dilatación térmica no serán probablemente los mismos, e incluso, un cambio uniforme de temperatura en este medio no homogéneo, provocará un alabeo del elemento, resultando tensiones desfavorables.

Al diseñar edificaciones que están sujetas a estas condiciones, los códigos generalmente incluyen recomendaciones para prevenir o absorber estos esfuerzos resultantes, reduciendo las grietas, o aún más, las fallas estructurales que se puedan producir.

Para tener en cuenta tanto los efectos de temperaturas internas como externas, en la práctica es usual controlar que pueden darse de una forma simultánea, tomando la temperatura media del aire durante, e inmediatamente después del colado del concreto; y la mínima promedio que pueda ser esperada durante la vida de la edificación.

B.1 Condiciones climáticas que pueden crear problemas en el concreto.

Las esenciales son tres, las cuales se ven aumentadas por la acción del viento:

(a) Efectos de la acción del frío sobre el concreto:

- Retarda e incluso anula el endurecimiento, al disminuir la velocidad de hidratación de los componentes activos del cemento.
- Que el agua de amasajo del concreto se hiele, destruyendo su resistencia.
- Después de colocado el concreto en obra, el frío ocasiona que no frague correctamente.

(b) Efectos de la acción del calor sobre el concreto:

- Dentro de cierto límite y con precaución, la acción del calor en el proceso de fraguado y principio de endurecimiento ayuda a que ocurra.
- Para que se produzcan efectos patológicos en el concreto es preciso que la temperatura del calor sea elevada, y que el concreto se encuentre en una atmósfera de escasa humedad relativa.
- Mayor consumo de la cantidad de agua para una determinada consistencia.
- También se ve afectado el revenimiento de un concreto mezclado en laboratorio; ya que en un día caluroso el contenido de agua de la mezcla se deberá incrementar para mantener una constante trabajabilidad. A medida que la temperatura del concreto se incrementa, también se eleva el porcentaje de agua requerido para obtener un cambio de 25 mm. en revenimiento.
- Rápida evaporación del agua.
- Pérdida de consistencia y por tanto manejabilidad.
- Rápido endurecimiento.
- Grandes cambios direccionales.
- Variación en su aspecto superficial.
- Disminución de adherencia a las armaduras y riesgo de corrosión al incrementarse la impermeabilidad y fisuración del concreto.
- Disminución de durabilidad y resistencias mecánicas.

B.2 Restricción externa de deformaciones.

Al existir cambios de temperatura y restricciones externas a la deformación, se producirán esfuerzos adicionales debidos a los gradientes de temperatura, y que al mismo tiempo se sobreponen a los esfuerzos causados por restricciones internas.

La integración de esfuerzos por restricciones externas se presentan a través de toda la sección, y la estructura es sometida a esfuerzos conjuntos de efectos térmicos y mecánicos. Su magnitud y distribución

depende del grado y naturaleza de la variación de temperatura, tipo de estructura y el grado y la distribución de rigideces en los diferentes elementos estructurales que conforman la edificación.

B.3 Medidas de protección.

Se recomienda colocar juntas de dilatación, destinadas a reducir las tensiones que se producen en la estructura, además de colocar armaduras que repartan estas tensiones. En las edificaciones ocurre con frecuencia el no poder realizar muchas juntas. Por tanto la solución consiste en prever todas las juntas de dilatación que se pueda, colocarlas en lugares críticos y aumentar la cantidad de armaduras. Es muy importante determinar las cantidades de armadura necesarias para absorber los efectos térmicos. El cálculo de las tensiones se dificulta bastante, por lo que en general, hay que aplicar valores mínimos de 0.2 % y 0.25 % según recomendaciones del código ACI.

C. VARIACIÓN DE LA TEMPERATURA INTERNA:

Las variaciones de volumen del concreto también se pueden deber a variaciones de la temperatura interna, en la cual se origina un gradiente térmico que produce que la parte superior del peralte del elemento esté expuesto a una mayor temperatura, en relación a su parte inferior, dando como resultado grietas activas.

Es un fenómeno conocido las reacciones exotérmicas, producidas por el aumento de la temperatura del concreto durante el fraguado en presas, losas de cimentación, pilotes, etc. Aunque la influencia del empleo de agregados en el concreto es un fenómeno no muy conocido, su coeficiente de dilatación térmica difiere netamente del coeficiente medio del concreto.

En el primer caso anterior, el concreto está sometido a una variación de volumen, debido al desprendimiento de calor. En el segundo caso no hay tal desprendimiento, pero las variaciones de volumen son el resultado de los cambios de temperatura externa e interna, ya que éstas no se encuentran siempre uniformes. En todo caso, el agrietamiento se producirá cuando los cambios de forma o volumen no se den libremente.

En el caso de elementos de menor tamaño no se consideran por lo general estas características y situaciones, ya que el calor de la hidratación del cemento se disipa rápidamente.

C.1 Medidas preventivas.

En primer lugar se debe tener en cuenta la posible presencia de agregados, cuyos coeficientes de dilatación térmica son diferentes a los del concreto; y por lo cual se deben utilizar agregados y cementos de propiedades conocidas, ya que cuando no se conocen, es recomendable hacer pruebas de laboratorio, cuyo objetivo sea determinar sus propiedades térmicas.

Si los cambios térmicos son lo suficientemente lentos para permitir un razonable gradiente de temperatura a través del concreto, tendrá tiempo para acostumbrarse a las condiciones externas ambientales.

D. TEMPERATURAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS:

Las especificaciones usualmente limitan la máxima o mínima temperatura a que el concreto puede ser colocado.

El ACI recomienda una temperatura máxima de colocación de 34°C, aunque sugiere que lo deseable sea de 23°C. En la colocación del concreto en tiempo cálido, éste puede exceder la temperatura del aire del medio ambiente entre 3 a 6°C, a menos que se tomen medidas para enfriar previamente los agregados o el agua antes de su mezclado y colocado. El código ACI recomienda que la máxima temperatura de colado en verano sea el promedio más alto del lugar, pero no mayor a los 34°C.

En cuanto a temperaturas mínimas, el código ACI asigna valores mínimos extremos de temperatura que pueden ser aceptables. Estas temperaturas mínimas finales, esperadas en el concreto, varían mucho dependiendo de las condiciones y tiempo de exposición. La temperatura mínima del concreto puede ser tomada de acuerdo a la temperatura mínima de exposición, ocurrido durante un período aproximado de una semana. El contacto de losas de piso o muros con masas de tierra, aportan cierto calor que afecta la temperatura media de los elementos de concreto, dependiendo de la relación de volumen a superficie expuesta.

En general es de esperar grietas superficiales cuando la temperatura ambiente difiere en más de 20°C respecto a la del interior. Y bajo estas condiciones se ha encontrado grietas en zapatas, de hasta 0.4 mm. de ancho, pudiendo llegar hasta el nivel de la armadura superior.

Sin embargo, la opinión general que, a altas temperaturas se incrementa la demanda de agua de mezclado, no se ha verificado del todo, por lo menos en la medida que una reducción en revenimiento afecta los requisitos de agua. Estos resultados se aplican hasta temperaturas de 40°C, durante los primeros 20 minutos después de elaborada la mezcla. En largos períodos hay una evidente pérdida de revenimiento, de modo que, con una cantidad de concreto mezclado, una alta temperatura aumentará el uso de agua requerida para obtener una constante trabajabilidad.

Tal vez exista alguna relación interactiva entre el aire incluido, el cemento y el clima. La respuesta completa no se conoce, y se recomienda que para cualquier nueva condición se hagan pruebas reales en las obras de campo.

E. ENFRIAMIENTO Y DISIPACIÓN DE CALOR:

Generalmente las ecuaciones utilizadas para determinar la formación y disipación del calor, se emplean en construcciones masivas de concreto, tales como edificios, presas, Etc. Los elementos estructurales corrientes no requieren del mismo grado de exactitud para hallar la temperatura máxima a que pueden llegar los elementos masivos antes mencionados.

La temperatura máxima alcanzada en el concreto masivo no reforzado se investiga con el fin de prevenir agrietamientos.

En el concreto reforzado se asume de antemano que puede ocurrir el agrietamiento; y las consecuencias de sobre estimar o no el aumento de temperatura, son por lo general de menor importancia, en comparación con el efecto del cambio del volumen total del elemento.

El concreto fresco se endurece con el tiempo. Esto no debe confundirse con el fraguado del cemento. Lo que sucede simplemente es que parte del agua de la mezcla es absorbida por el agregado; otra parte se pierde por evaporación, especialmente si el concreto está expuesto al sol o al viento; y la otra parte se utiliza en las reacciones químicas iniciales.

El factor de compactación decrece aproximadamente hasta en 0.1 durante el período de la primera hora a partir del mezclado; el valor exacto de la pérdida de trabajabilidad varía con la riqueza de la mezcla, tipo de cemento, temperatura del concreto y la trabajabilidad inicial.

F. PREDICCIÓN DE LA TEMPERATURA DE MEZCLA DE CONCRETO:

Esta ecuación se calcula a partir de la Ref. (7), de las temperaturas de los ingredientes que conforman la mezcla de concreto:

$$T = \frac{0.2 (T_a W_a + T_c W_c) + T_w W_w}{0.2 (W_a + W_c) + W_w}$$

en donde T = denota la temperatura de la mezcla en grado Fahrenheit (°F)
W = peso del ingrediente por unidad de volumen de concreto
a = subíndice referido al agregado
c = subíndice referido al cemento
w = subíndice referido al agua.

La temperatura real del concreto será un poco mayor que la indicada por la expresión anterior, debido al trabajo mecánico hecho al realizar la mezcla, que después aumentará debido al desarrollo del calor por la humedad y la hidratación del cemento.

Numerosas pruebas realizadas en el laboratorio, y observadas en la práctica, han revelado que, una temperatura óptima durante la vida temprana del concreto, conduce a la resistencia máxima a la edad deseada.

A continuación en la página siguiente se muestra el uso de una gráfica que determina el efecto de la temperatura del concreto y el aire; humedad relativa y velocidad del viento sobre la rata (pérdida de humedad superficial del concreto por evaporación). Este gráfico provee de un sencillo método para estimar la pérdida de humedad superficial para varias condiciones; si la rata de evaporación es mayor a 0.2, se deben tomar precauciones en el uso y colocación del concreto.

Los pasos a emplear para la utilización de esta gráfica son:

- (a) Entrar con la temperatura del aire conocida y subir hacia la curva de humedad relativa.
- (b) De ese punto moverse hacia la derecha hasta encontrar la temperatura del concreto.
- (c) De éste punto moverse hacia abajo hasta encontrar la velocidad del aire.
- (d) Y de este punto moverse hacia la izquierda y leer la rata de evaporación aproximada.

(7) GRAMAJO BARRIOS, Edgar Enrique. Grietas en edificaciones de concreto: Causas, prevención, y control. Caso: Proyecto Nimsajuyú. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad San Carlos. Guatemala. 1,984. Pág. 42

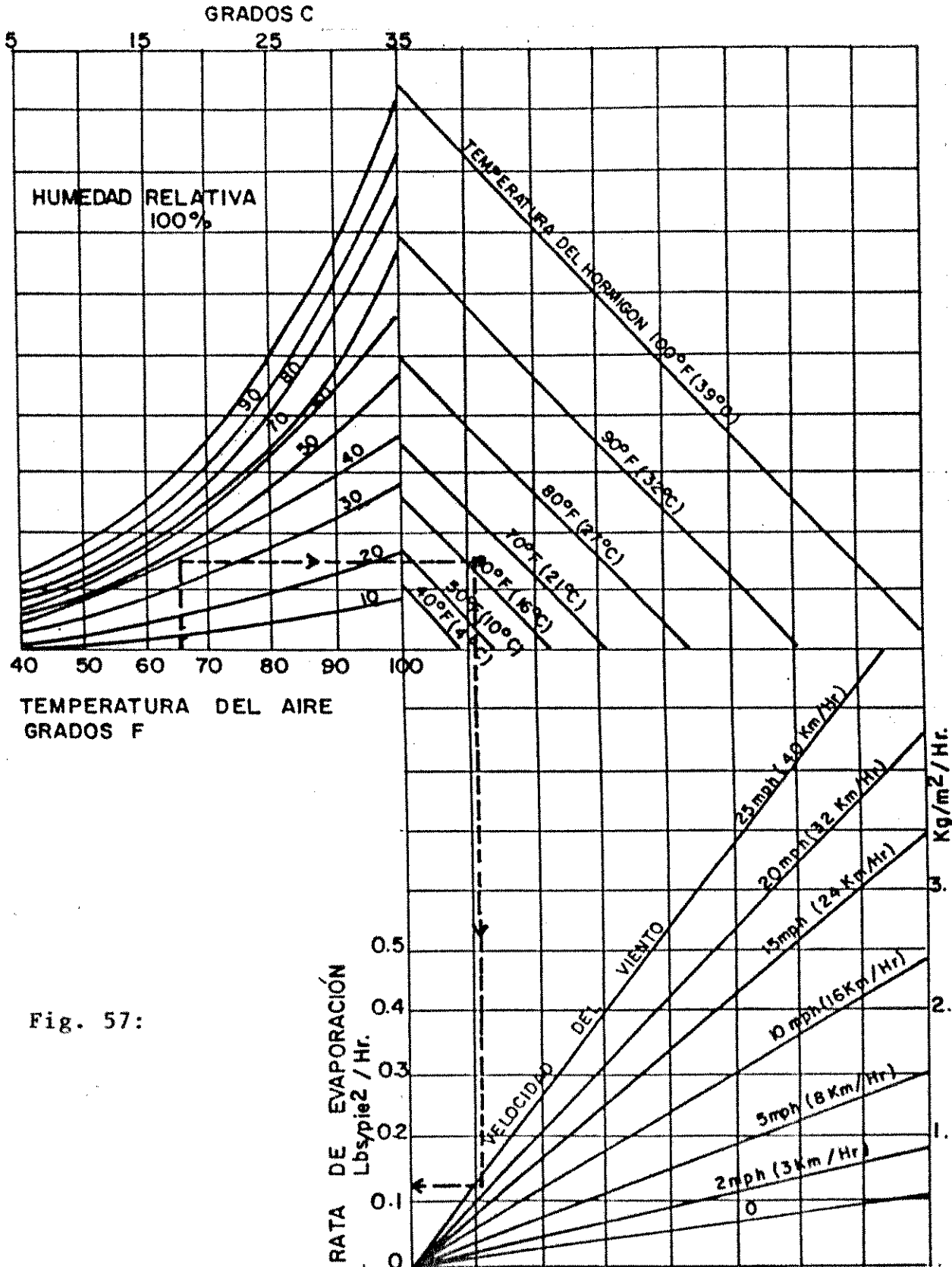


Fig. 57:

2.7 FALLAS POR CONTRACCIÓN Y FRAGUADO

Cuando el concreto está en el período de fraguado o a principios del endurecimiento, aparecen grietas más o menos importantes, que tienen un tratamiento totalmente diferente a las que aparecen en el concreto endurecido. Anteriormente se vió que la influencia de la temperatura tiene un efecto importante sobre el concreto, y cómo puede incidir sobre un material que se encuentra en estado plástico, ejerciendo un efecto patológico importante.

El concreto se considera como una estructura de pasta de cemento (75% del volumen del concreto es ocupado por agregados gruesos y finos), cuya máxima contracción potencial es restringida por los agregados. Y para que la magnitud de la retracción sea lo suficientemente grande para provocar grietas, han de pasar días, semanas, o incluso meses, siendo en este estado en el cual las grietas por retracción se observan con un trazado limpio y agudo.

A. RETRACCIÓN

Es una deformación impuesta a los elementos estructurales, provocando esfuerzos de tensión, y por consiguiente grietas, al encontrarse impedido al libre acortamiento.

B. FRAGUADO

Es el término utilizado para describir la rigidez de la pasta de cemento. Esta definición se considerar un poco arbitraria; por tanto, se considera el fraguado cuando se refiere a un cambio de estado en el concreto, desde fluido a un estado sólido endurecido; este proceso va acompañado por cambios de temperatura en la pasta de cemento. La tendencia al agrietamiento, y la aparición o ausencia de grietas no depende solamente de la contracción potencial, sino también de la capacidad de deformación del concreto, resistencia y grado en que pueda restringir deformaciones que pueden llevar al agrietamiento.

C. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL FENÓMENO DE LA RETRACCIÓN

- C.1 El grado de humedad ambiente.
- C.2 Tipo, clase y categoría del cemento.
- C.3 Mayor retracción a mayor finura de molido del cemento.
- C.4 Mayor retracción a mayor presencia de arena en el concreto.
- C.5 La retracción está en relación directa con la cantidad de agua del amasado.
- C.6 Mayor retracción cuando disminuye el espesor del elemento en contacto con el medio ambiente, por ser mayor el efecto de la desecación con respecto al volumen de la pieza.
- C.7 Menor retracción en el concreto armado que en el concreto en masa, ya que las barras de acero se oponen y disminuyen el acortamiento.

En las etapas del fraguado por lo general se distinguen dos términos: Fraguado inicial y fraguado final. El primero corresponde a un rápido aumento de temperatura y el segundo al máximo de temperatura, en cuyo momento se produce una fuerte caída de la conductividad eléctrica. En la práctica es conveniente distinguir el fraguado del endurecimiento (aumento de resistencia de una pasta de cemento fraguada).

D. FRAGUADO FALSO

Es una rigidez prematura y anormal del concreto que se presenta dentro de los primeros dos minutos después de haberlo mezclado con agua; va acompañado de una pobre trabajabilidad. Difiere del fraguado relámpago en que no despidе calor en forma apreciable y, si se vuelve a mezclar la pasta de cemento sin adición de agua, se restablece su plasticidad y fragua normalmente sin pérdida de resistencia.

D.1 Algunas causas del fraguado falso.

- (a) La deshidratación del yeso al mezclarse con un clinker demasiado caliente en su fabricación, y que en obra, cuando se mezcla el cemento con el agua estos compuestos se hidratan para formar el yeso. De esta manera se produce el fraguado de la pasta que da como resultado una rigidización de la mezcla agua-cemento.
- (b) La hidratación y cristalización independiente de una parte del sulfato de calcio hidratado (que es el yeso agregado al cemento con el objeto de controlar el fraguado).
- (c) La asociada con los álcalis del cemento.
- (d) Otra causa puede ser por la activación de C_3S por aireación en humedades relativamente altas, esto debido a que los granos de cemento absorber el agua, y por tanto éstas superficies recién activadas pueden combinarse en forma muy rápida con más agua durante la mezcla, lo cual produce un falso fraguado.

D.2 Medida para prevenir el falso fraguado.

La única solución a adoptar consiste en incrementar el tiempo de fraguado.

E. SYNEARESIS

La synearesis se produce no solo por la excesiva sequedad del concreto, sino también por la porosidad o falta de humedecimiento de las superficies contra las que se coloca el mismo, lo que produce la contracción del gel de cemento formado durante la hidratación, seguida de la rápida expulsión del agua contenida en el gel durante el fraguado; el apareamiento de grietas por contracción del gel es inmediata.

Las reacciones químicas que se producen durante esta etapa de endurecimiento se prolongan durante mucho tiempo, y llevan consigo una disminución de volumen denominado: "Retracción por endurecimiento". Si el elemento no puede deformarse libremente, se crean tensiones que pueden agrietar el concreto.

Como se habrá observado anteriormente, el concreto es un material que exige un procedimiento cuidadoso y organizado, que garantice un buen comportamiento en obra y bajo la sollicitación de cargas a que será sometida durante su vida útil. En el inicio de su vida, el concreto tiene un procedimiento de fraguado, el cual consiste de las dos etapas analizadas a continuación.

2.7.1 RETRACCIÓN PLÁSTICA

A. DEFINICIÓN

Es la disminución volumétrica que experimenta el concreto al iniciar su endurecimiento, causando esfuerzos de tensión producidos por la evaporación del agua de la mezcla, debido a que no se deja que ésta desarrolle suficiente resistencia a las fuerzas de tensión que se producen por el fraguado.

Estos esfuerzos generados por los cambios volumétricos no son apreciables, en relación a las cargas que serán aplicadas a la estructura.

B. CAMBIOS INICIALES DE VOLUMEN

Al iniciar la combinación de los materiales primarios que conforman el concreto al ser colocado, el agregado se encuentra en dispersión a través de la pasta de cemento, y las partículas de ésta se encuentran dispersas en el agua, originando que los constituyentes más livianos de la mezcla tiendan a subir, produciendo la EXUDACIÓN (fenómeno mediante el cual la masa de concreto se asienta, apareciendo frecuentemente agua en la superficie proveniente de la masa plástica, que a veces es deseable para prevenir la contracción plástica, y en otros no ya que puede dar lugar a la formación de capas débiles en la superficie del concreto).

El período de asentamiento usualmente ocurre durante la hora siguiente a la compactación del concreto, y el proceso de hidratación del cemento produce cambios de volumen, de los cuales el más importante consiste en la reducción del volumen en el sistema "cemento + agua"; ya que cuando la pasta de cemento es plástica experimenta una contracción volumétrica a razón del 1% del volumen total del cemento seco. Esta reducción se conoce como "contracción plástica", porque se presenta mientras el concreto está en estado plástico.

Como el concreto se sigue curando continuamente en agua desde el momento de la colocación, presentará a continuación aumentos en volumen y peso. Esta expansión se debe a la absorción de agua por el gel de cemento (El incremento en el peso es del orden del 1%, y es mayor que el aumento en volumen, ya que el agua ocupa los vacíos creados por la disminución de volumen en la hidratación del sistema agua + cemento). Las moléculas de agua actúan contra las fuerzas de cohesión y tienden a forzar las partículas del gel y apartarse unas de otras, resultando una presión de expansión. Además, el ingreso de agua disminuye la tensión superficial del gel y se produce una pequeña expansión.

La expansión lineal de la pasta pura de cemento (24 horas después de colocado) tiene los siguientes valores:

- 1300×10^{-6} después de 100 días.
- 2000×10^{-6} después de 1000 días.
- 2200×10^{-6} después de 2000 días.

La expansión del concreto es considerablemente menor, aproximadamente 100×10^{-6} a 150×10^{-6} para una mezcla con un contenido de cemento de 300 Kg./m³. Este valor se alcanza de 6 a 12 meses después de la colocación del concreto. La expansión posterior que sufre el concreto es muy pequeña. La expansión, la contracción y la fluencia se expresan como deformación unitaria lineal en metros sobre metros (Mts./Mts.).

C. FACTORES PRINCIPALES QUE INCREMENTAN LA VELOCIDAD DE SECADO

- Disminución de la humedad relativa ambiente.
- Aumento o disminución de la temperatura ambiente.
- Aumento de la velocidad del viento.
- Aumento de la temperatura del concreto.

D. CLASIFICACIÓN

Existen dos tipos de retracción plástica: La hidráulica y la térmica.

En el primer caso se produce acortamiento de los elementos estructurales, que se traducen en tracciones y agrietamientos si el elemento se encuentra impedido de deformarse. Hay que tener en cuenta que este fenómeno juega un papel importante, tanto en la rigidez del elemento considerado, como en la rigidez del conjunto estructural que a él afecta, ya que se puede dar el caso que el agrietamiento no se produzca en el elemento estructural que se acorta, sino en los otros que se encuentran unidos a él.

En el segundo caso, la influencia del calor generado en la hidratación del cemento puede influir en la formación de grietas, debido principalmente a la baja conductividad del concreto, originando la existencia de un gradiente térmico entre el interior de la masa y la superficie; lo que da lugar a un enfriamiento de las capas externas, y en consecuencia, contracciones de las mismas mientras el núcleo aún está caliente y dilatado. Por lo general es de esperar grietas cuando la diferencia de temperatura entre el núcleo de concreto y la del medio ambiente sea mayor a los 20°C.

La contracción plástica es más frecuente en climas cálidos y secos, que en los de humedad moderada, ya que si la temperatura en ese momento es alta, el proceso de hidratación del cemento se acelera, lo que aumenta la velocidad de endurecimiento (y disminuye la resistencia del concreto ya endurecido).

De la combinación de los efectos de la temperatura ambiental, de la temperatura propia del concreto, de la humedad relativa del medio ambiente y de la velocidad del viento sobre la evaporación, se ha llegado a la conclusión que la máxima evaporación permisible para evitar el agrietamiento durante el fraguado es de 1 Kg./m²/hrs. En climas fríos la temperatura del concreto no debe ser inferior a 5°C, para evitar los efectos del congelamiento y descongelamiento sobre el concreto. La relación de agua perdida en la superficie depende de la temperatura, la velocidad del viento y la humedad.

Sin embargo, cuando se usa concreto calentado en lugares fríos, la baja temperatura del aire ambiental y de la humedad pueden causar este fenómeno. Bajo ciertas condiciones atmosféricas el agrietamiento por el asentamiento durante la consolidación del concreto, y los asentamientos por contracción plástica pueden ocurrir simultáneamente. Tales agrietamientos se hacen visibles cuando comienzan las reacciones que producen el fraguado o endurecimiento.

E. CUÁNDO SE ORIGINA EL AGRIETAMIENTO EN EL CONCRETO FRESCO

Quando la velocidad de secado o evaporación es mayor, a la velocidad con que aflora y exuda el agua hacia la superficie del concreto aumentará la contracción del concreto, esto quiere decir, que cuando existe una rápida evaporación del concreto ocasionada por agentes externos como el medio

ambiente, aparecerán inevitablemente grietas en el concreto, aunque esta relación no ha sido confirmada.

El agrietamiento puede ser inmediato, o formarse planos débiles, que son grietas potenciales que se manifiestan posteriormente debido a los cambios volumétricos que sufre el concreto. Estos agrietamientos ocurren usualmente arriba de las restricciones, en muchos casos rodeando las posiciones de refuerzo o los cambios de sección. En las formaletas el asentamiento de la masa y la exudación se manifiestan en una forma variable, dependiendo de la clase de concreto utilizado. Lo anterior quiere decir que el diseño de la mezcla depende del contenido de cemento, el revenimiento y de los aditivos usados. Los vientos tienen normalmente velocidades de 15 KPH, por lo que en lugares donde es superior se deben tomar precauciones especiales para evitar los efectos de la retracción por fraguado.

F. TIPOS DE FISURAS EN ESTADO PLÁSTICO

F.1 Fisuras de afogado.

Estas surgen por la desecación superficial del concreto, cuando el cemento no ha terminado de fraguar y endurecer, en las primeras horas de su colocado. Al existir una pérdida de agua por evaporación, el efecto de contracción es muy marcado y aparecen grietas. El fenómeno se produce cuando existe un contacto directo con el sol y el aire seco sobre superficies no protegidas.

Las grietas se presentan casi siempre en superficies horizontales, y a mayor superficie de exposición y a menor espesor del elemento, ocurre mayor probabilidad de grietas. Aparecen en grupo y tienen una profundidad de 20 a 40 mm., a veces hasta 100 mm., e incluso atravesar el espesor de losas delgadas.

Si el elemento es de espesor variable, las grietas se localizan en las zonas más delgadas.

Si el elemento es de espesor uniforme, sin direcciones preferentes, las grietas se suelen distribuir caprichosamente, y vienen a cortarse con ángulos casi rectos; ello se debe a que antes que aparezca la grieta, la superficie del concreto se encuentra sometida a equitracciones, y luego al surgir, la tracción que le es normal, queda anulada, manteniéndose la que es paralela, la cual puede originar una nueva grieta, perpendicular a la anterior.

Por lo tanto se establece que si dos grietas se cortan, según un ángulo muy agudo, al menos una no es de afogado.

Con elementos de gran espesor, las grietas pueden aparecer en varias familias, tal como el "nido de fisuras", siguiendo direcciones que han sido preferentes durante el agrietamiento. Aparecen en zonas donde por cualquier causa, se produce una concentración de pasta rica en cemento sin pedrín, que se seca antes, y retrae más que el resto del concreto.

G. MEDIDAS PREVENTIVAS

G.1 Utilizar mezclas secas bien compactadas con la menor cantidad de la

relación agua/cemento, y mayor densidad de la pasta de cemento.

- G.2 Utilizar con moderación el uso de aditivos retardadores, ya que incrementan los agrietamientos por contracción plástica.
- G.3 Humedecer la formaleta antes de colocar el concreto, iniciar el curado lo más pronto posible después de colocado y compactado el concreto en la formaleta.
- G.4 Colocar el concreto con la temperatura más baja posible, ya sea enfriando el agua de la mezcla, agregados mantenidos en la sombra y evitar el uso de cemento caliente o fresco, lo cual disminuye la temperatura media del concreto al ponerlo en obra, por debajo de la temperatura ambiente, lo que lleva consigo un calentamiento interno que compensa la disminución de temperatura que representa tradicionalmente el fenómeno de la retracción.
- G.5 Montar rompevientos para disminuir la velocidad del aire sobre la superficie del concreto.
- G.6 Instalar pantallas contra el sol para reducir la temperatura sobre la superficie del concreto.

2.7.2 RETRACCIÓN POR SECADO

Se debe tener cuidado de no confundir lo que significa la contracción por secado en el concreto fresco y la contracción por secado en el concreto endurecido, ya que las causas que originan cada uno de estos dos son diferentes.

A. CARACTERÍSTICAS DE LAS GRIETAS DE RETRACCIÓN POR SECADO

- A.1 El aparecimiento de grietas irregulares sin planos definidos del agrietamiento, y con direcciones al azar.
- A.2 Agrietamiento de tipo pasivo y su exposición por un largo tiempo dará como resultado un alargamiento progresivo de las grietas.

B. CAUSAS DE LAS GRIETAS DE RETRACCIÓN POR SECADO

- B.1 El uso de mezclas muy ricas en cemento.
- B.2 Esfuerzos por los efectos de la temperatura durante las edades iniciales del concreto.
- B.3 Retirar el agua del concreto colocado al aire sin saturar, siendo una parte de este movimiento irreversible en humedad, causado por almacenamientos alternados en condiciones húmedas y secas.
- B.4 Un alto grado de revenimiento.
- B.5 Una operación de acabados inadecuada.
- B.6 Un acabado excesivo.

La pasta de cemento curado con vapor de alta presión (la cual es microcristalina y con una superficie específicamente pequeña) se contrae de 5 a 10 veces, y en ocasiones hasta 17 veces menos que una pasta de cemento curado normalmente. También es posible que la contracción esté total o parcialmente relacionada con el agua zeolítica.

C. MECANISMO DE CONTRACCIÓN

Después del período de curado, en que el concreto se encontraba en estado plástico, el agua restante en la mezcla de concreto se evapora, y el agua que está en superficies interiores microscópicas de la pasta de cemento inicia su secamiento, desarrollando altas tensiones que contraen el concreto causando fisuras de "Contracción por secado", las cuales tienen dirección definida. No se sabe si el movimiento de humedad asociado con la contracción es inter ó intra-cristalino, pero como las pastas elaboradas con cemento Portland y cemento aluminoso y el monoaluminato de calcio puro y molido exhiben en esencia la contracción, cuya causa principal debe buscarse en la estructura física del gel, no en sus características químicas o mineralógicas.

Aún después del fraguado, ocurren cambios de volumen en forma de contracción o dilatación. Una continua hidratación de agua puede llevar a una expansión, pero cuando no se permite el movimiento de humedad, ya sea hacia adentro o hacia afuera del concreto, se produce una contracción que se conoce como: "Cambio de volumen autógeno" o "contracción autógena"; en la práctica esto se produce en el interior de una gran masa de concreto. La magnitud del movimiento está entre 40×10^{-6} a la edad de un mes, y de 100×10^{-6} después de 5 años. El cambio de volumen autógeno con un alto contenido de cemento y el uso de cementos finos, tiende a incrementarse a temperaturas elevadas.

D. INFLUENCIA DEL AGREGADO EN LA CONTRACCIÓN POR SECADO

- D.1 Los agregados de tamaño máximo afectan la contracción por secado, haciendo no solo que el concreto requiera menor cantidad de agua para ser trabajable, sino que resiste más la contracción de la pasta de cemento.
- D.2 Los agregados de alto peso específico y baja absorción resultarán en concretos de baja contracción por secado.
- D.3 Los agregados con pobre graduación pueden dar como resultado una mezcla con exceso de arena, afectando y aumentando la rapidez de contracción.
- D.4 Cuarzo, piedra caliza, dolomítica, granito, feldespato y algunos otros basaltos son algunos materiales con que se elaboran agregados de baja contracción; Piedra arenisca, pizarra y algunos tipo de basalto son algunos materiales con que se elaboran agregados de alta retracción o contracción.

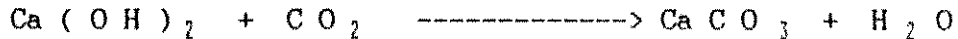
E. MEDIDAS PREVENTIVAS DE LA RETRACCIÓN POR SECADO

- E.1 Prever una armadura adecuada, con objeto de repartir y reducir la dimensión de las posibles fisuras.
- E.2 Utilizar numerosas juntas de construcción y dilatación.
- E.3 Implementar un curado continuo de los elementos de la edificación.
- E.4 Utilizar agregados con la mayor dureza posible.

2.7.3 CONTRACCIÓN Y CARBONATACIÓN

Además de la contracción por secado, el concreto sufre una contracción por carbonatación -fenómeno que hasta hace poco no se había descubierto- y, en la mayoría de los datos experimentales sobre contracción por secado, se consideran los efectos de la carbonatación. Sin embargo, ambos procesos son de naturaleza muy distinta.

Ocurre en el concreto endurecido, debido a la acción del bióxido de carbono en el producto hidratado, que da como resultado el origen de algunos carbonatos de calcio, que van acompañados por una reducción de volumen. Sin embargo, el bióxido de carbono no penetra considerablemente dentro de la masa de concreto, por lo cual solo se producen grietas superficiales.



La anterior ecuación química es originada debido a que la pasta de cemento contiene hidróxido de calcio libre, que se produce durante la hidratación de la alita y la belita. En presencia de agua el hidróxido de calcio reacciona con el dióxido de carbono (CO_2) atmosférico para producir carbonato de calcio y agua.

El dióxido de carbono (CO_2) también ataca y quiebra los silicatos y aluminios de calcio hidratados, produciendo geles de sílice y alúmina como productos finales. La reacción entre el CO_2 y los productos de hidratación (es decir la carbonatación) está acompañada por una disminución del volumen de la pasta, esto se conoce como: "Contracción por carbonatación", la cual alcanza un aproximado del 50 % de la humedad relativa.

La profundidad de la carbonatación depende de la porosidad de la pasta, usualmente no excede de unos pocos milímetros, siendo un efecto de superficie, causando descascaramiento, sin ningún efecto de falla a nivel estructural. Pero si es poroso y agrietado la carbonatación puede llegar a alcanzar el acero de refuerzo y la reducción de la alcalinidad que de esto resulta, hará del acero, susceptible a la corrosión.

2.7.4 EFECTOS DE LA RETRACCIÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Como se ha observado la retracción es una deformación impuesta que provoca esfuerzos de tracción, y por consiguiente, grietas, al encontrarse restringido al libre acortamiento del concreto; por ello tiene tanta más influencia, cuanto más rígida es la estructura. Este es el caso de vigas de luz mediana o grande, empotradas fuertemente en sus extremos.

En el caso de muros de concreto masivo, si no se han dejado juntas de retracción, este acaba por fisurarse cada 10 o 12 Mts., pudiendo aparecer con el tiempo una segunda familia de fisuras intermedias.

En el caso de elementos de tipo superficial, las fisuras de retracción son muy frecuentes, en especial si aparecen asociados con vigas o nervios, que actúan de líneas de coacción en el conjunto, dada su mayor rigidez. En este caso, cuanto mayor es la cuantía, las grietas aparecen con trazado paralelo a las armaduras y son un tanto más numerosas, juntas y finas; y a la inversa, cuanto menor es la cuantía del acero de refuerzo, serán menos numerosas, más gruesas y separadas.

Las armaduras de acero de refuerzo suponen también impedimento interior al libre acortamiento del concreto. Por ello, en vigas muy armadas, con recubrimiento muy grande, ésta puede agrietarse por retracción, dado el gradiente que existe entre la superficie libre (donde la retracción es máxima) y la armadura interior que impone su restricción al concreto circundante. El fenómeno se ve incrementado por el hecho de que el recubrimiento es mucho más rico en pasta de cemento, que el interior del elemento.

La probabilidad de agrietamiento por retracción está muy ligado con la máxima capacidad de deformación del concreto.

En el caso de losas, éstas no suelen fisurarse por retracción, a menos que se encuentren fuertemente restringidas en los bordes. Si las fisuras aparecen, siguen trayectorias rectilíneas.

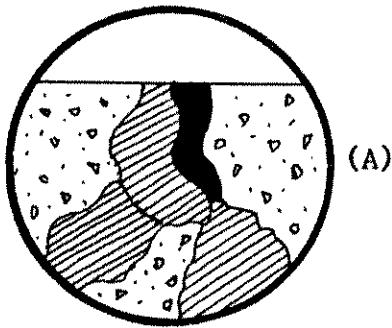
En el caso de vigas, si es frecuente el agrietamiento por retracción, sobre todo si son muy largas y están cortadas en sus extremos. En tales circunstancias puede salir una fisura aislada en la mitad de la luz (ayudada por la flexión provocada por las cargas), o mucho más probable, fisuras junto a los apoyos.

En el caso de un dintel superior de un pórtico, es más rígido y está más armado que el inferior, por lo que se retrae menos que éste. En consecuencia el dintel inferior encuentra restricción en sus extremos, y por lo tanto se fisura.

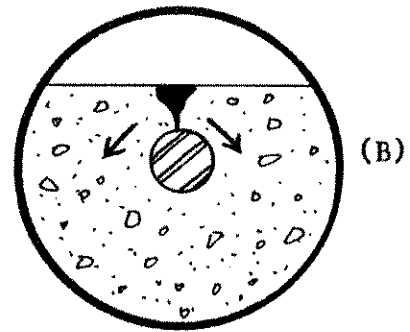
A. MEDIDAS PARA EVITAR O DISMINUIR LOS EFECTOS DE LA RETRACCIÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- A.1 Disponer de juntas temporales o permanentes; las primeras se colocan cuando las partes aisladas hayan experimentado la mayor parte de su retracción.
- A.2 La protección y curado prolongado de superficies en las primeras edades, especialmente en tiempo seco.
- A.3 Que la colocación del acero de refuerzo de diseño sea repartido en varillas de pequeño diámetro, en forma de malla estructural, con lo cual se consigue que las grietas sean inapreciables al ojo humano.

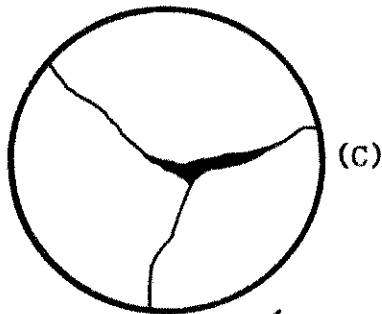
Fig. 58:



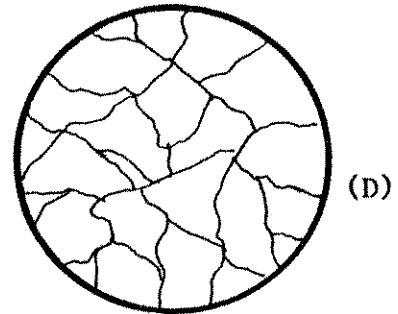
FORMACIÓN DE UNA GRIETA POR ENCOGIMIENTO ALREDEDOR DEL CONCRETO.



ENCOGIMIENTO DEL CONCRETO ALREDEDOR DEL ACERO DE REFUERZO, CAUSANDO GRIETAS.



GRIETA DE TRES RAICES, RESULTANTE DEL ENCOGIMIENTO EN SECO.



MICROAGRIETAMIENTO ORIGINADO POR LA ACCIÓN DEL CEMENTO CON EL BIÓXIDO DE CARBONO DEL AIRE.

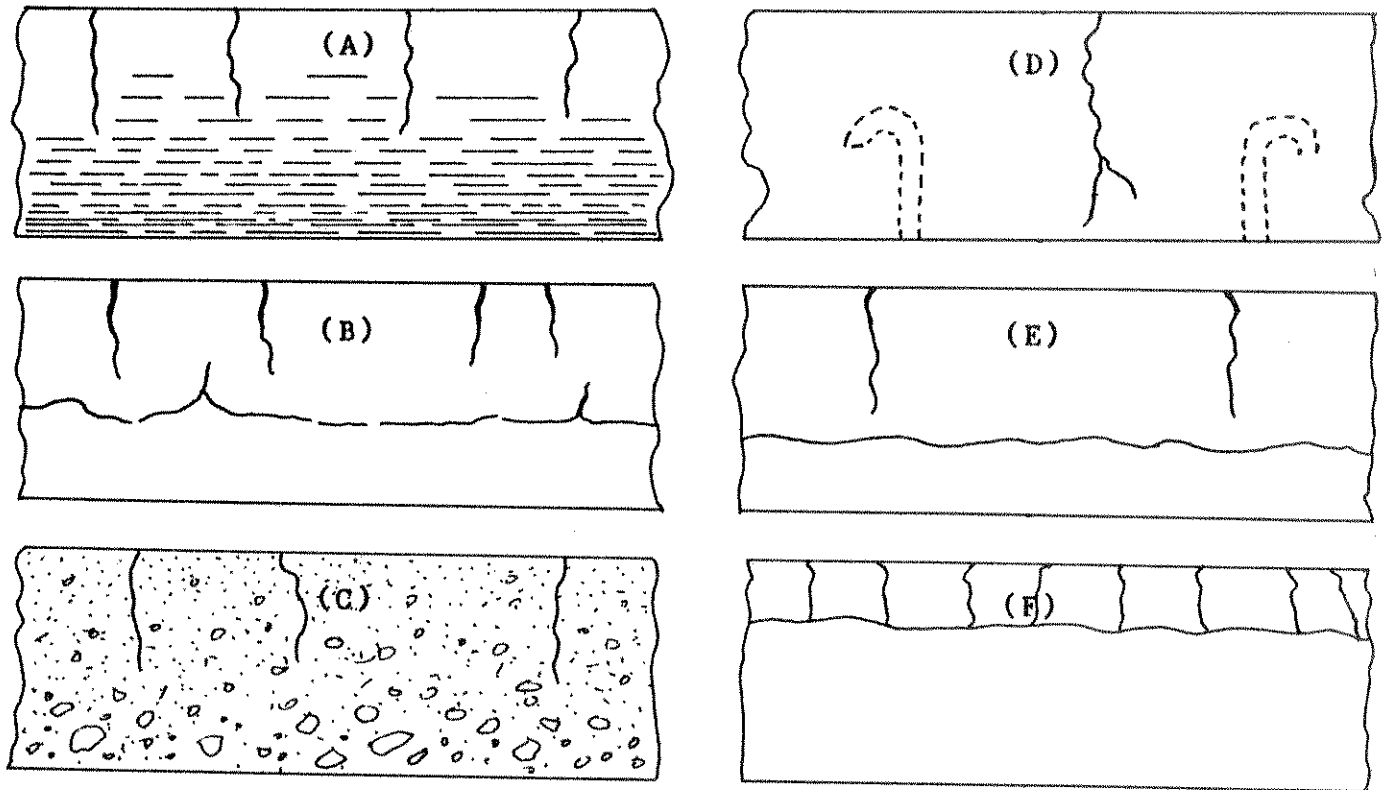


Fig. 59:

- A. GRIETAS DE CONTRACCIÓN PLÁSTICA DEBIDAS A UNA DIFERENTE RELACIÓN AGUA/CEMENTO DE DOS CAPAS DE CONCRETO.
- B. GRIETAS DE CONTRACCIÓN EN CONCRETO FRESCO COLOCADO SOBRE CONCRETO ANTIGUO.
- C. GRIETAS DE CONTRACCIÓN DESPUES DE COMPACTAR UN CONCRETO FLUIDO POR VIBRACIÓN. SEGREGACIÓN DEL AGREGADO.
- D. GRIETAS POR CONTRACCIÓN ENTRE BARRAS DE REFUERZO.
- E. EN UNA CAPA GRUESA DE CONCRETO, LAS GRIETAS POR CONTRACCIÓN ESTÁN MUY ALEJADAS ENTRE SI.
- F. EN CAPAS DELGADAS DE CONCRETO, LAS GRIETAS POR CONTRACCIÓN SE HALLAN MUY JUNTAS.

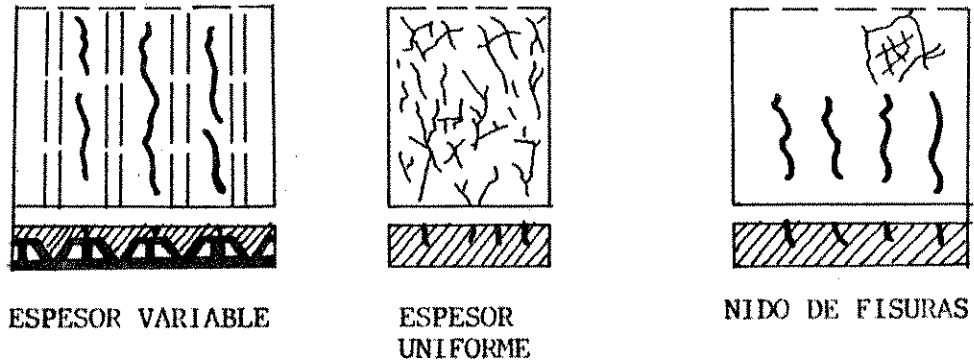


Fig. 60: FISURAS DE AFOGARADO.

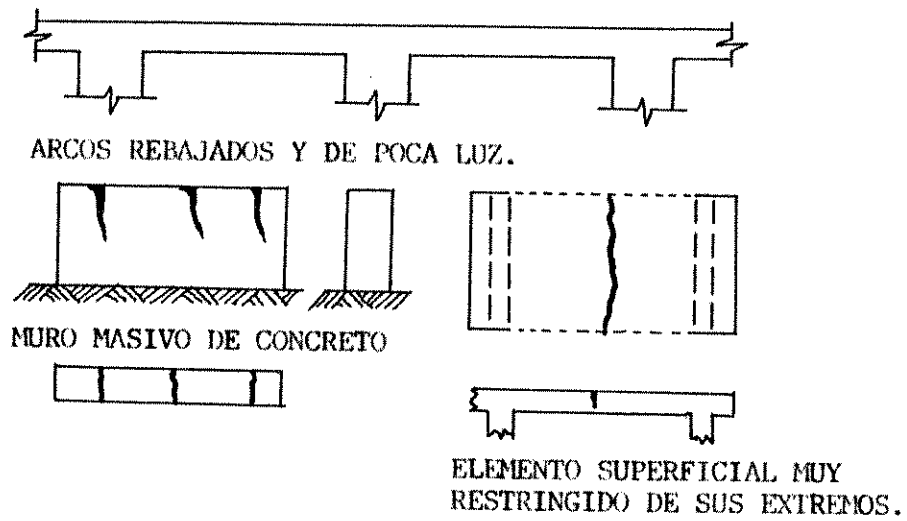


Fig. 61: EFECTO DE LA RETRACCIÓN EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

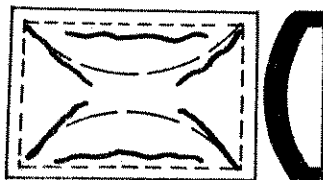


Fig. 62: GRIETA POR RETRACCIÓN EN UNA LOSA FUERTEMENTE RESTRINGIDA DE LOS APOYOS.

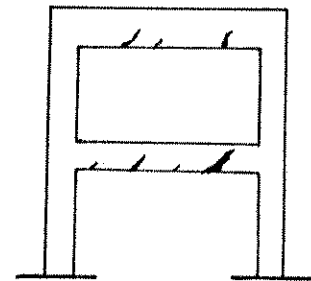
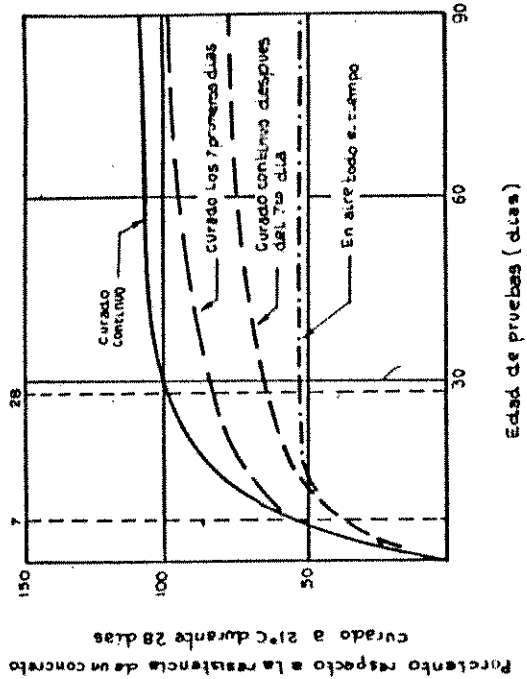
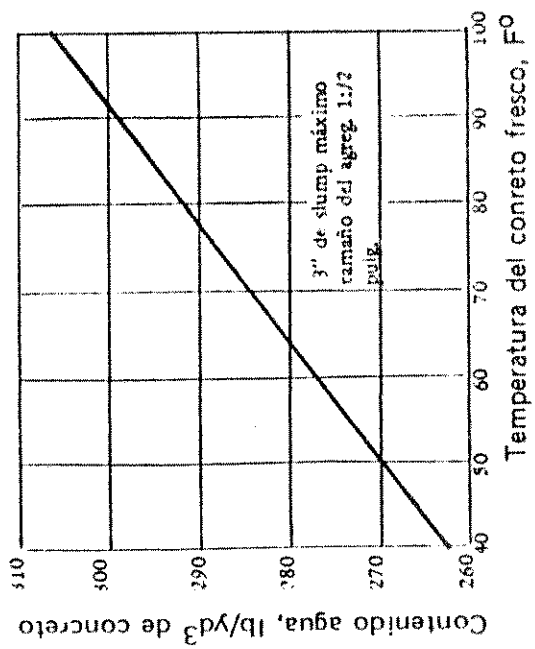


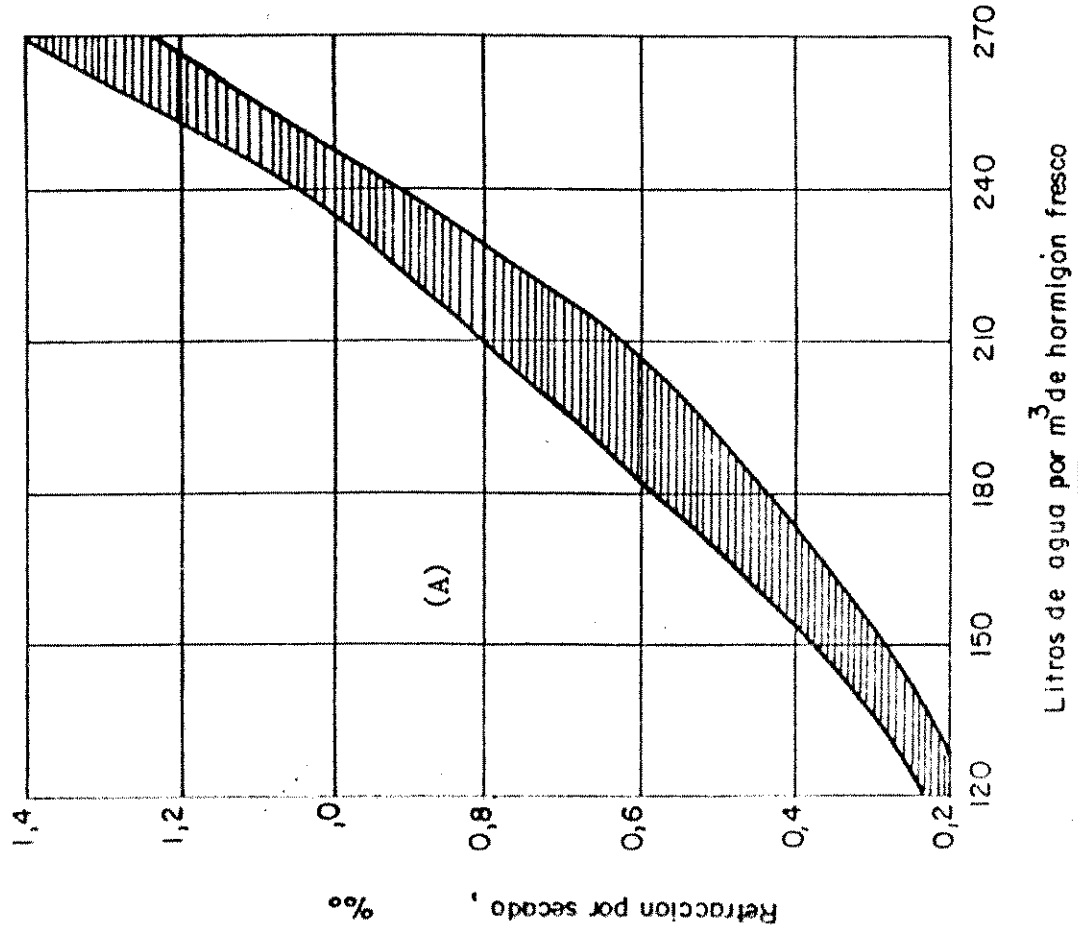
Fig. 63: COMPORTAMIENTO DIFERENCIAL DE UN MARCO, CON GRIETAS POR RETRACCIÓN.



(B)



(C)



(A)

Fig. 64:
 ESTAS GRAFICAS MUESTRAN PARA EL CONCRETO LAS RELACIONES EXISTENTES
 ENTRE LA RETRACCION POR SECADO, LA TEMPERATURA DE COLADO, LA CANTIDAD
 DE AGUA NECESARIA Y LA RESISIENCIA OBTENIDA CON EL TIEMPO.

2.8 ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

Se ha visto en secciones anteriores los tipos de fallas estructurales ocurridas en los elementos de una edificación, debido a diversos tipos de cargas tales como la compresión, corte o flexión; u otros puramente debidos a la falta de supervisión, materiales o técnicas de construcción inadecuadas. Sin embargo existe otro tipo de causas, los asentamientos diferenciales, no resistidos en la mayoría de edificaciones y que son precursores de las fallas antes descritas. Tal como se verá a continuación, a veces son inesperadas y otras deben su aparición a construcciones vecinas o aspectos climáticos.

Distorsiones estructurales surgen a causa de insuficiencias de las cimentaciones, que en el mejor de los casos originan un mantenimiento costoso; en el peor, terminan con un derrumbe total. Las fallas en cimentaciones tienen un rasgo común: Que a menudo estructuras vecinas bien construidas resultan afectadas, provocando litigios y demandas.

El tipo de cimentación más adecuado para una estructura dada depende de varios factores tales como función, naturaleza y tipos de cargas que debe soportar; condiciones del subsuelo y el costo de la cimentación completa en relación al costo de la superestructura. Debido a las relaciones existentes entre estos factores usualmente pueden obtenerse varias soluciones aceptables para cada problema de cimentación.

En Guatemala el estudio del comportamiento del sistema suelo-estructura es muy pobre, ya que la mayoría de construcciones que se elaboran en el medio se determinan por medio de comparaciones a estructuras similares anteriormente ejecutadas, o en base a la experiencia del constructor, esto debido a que afecta el costo del proyecto a ejecutar, el cual de alguna forma es representativo dentro del costo total. Pero muchas veces se cae en el error de estimar bajos valores soporte del suelo, lo que lleva a diseñar edificaciones complejas y antieconómicas. En nuestro medio generalmente se hace este tipo de estudio cuando la obra a ejecutar es de una inversión relativamente grande, tales como grandes edificios o proyectos habitacionales de complejo diseño de cimentación.

A. CAMBIOS INICIALES EN EL SUELO DE CIMENTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

La estabilidad depende de las áreas perimetrales tanto como del suelo directamente bajo la zapata, o bajo la punta de los pilotes, según sea el caso. Inicialmente la introducción de una cimentación en una masa de terreno produce un nuevo conjunto de condiciones físicas, eliminando y alterando la capacidad existente de carga bajo las zapatas, con lo cual se originan asentamientos y desplazamientos laterales. Si se eliminan las áreas perimetrales la forma de la reacción del suelo cambia, y aun en caso que quedara alguna resistencia suficiente para soportar la carga sin asentamientos adicionales, el centro de la resistencia cambia, generando momentos que afectan la estabilidad del apoyo.

la subsiguiente adición de carga durante la construcción y después de ella modifica las condiciones físicas, afecta la capacidad existente de carga y sobrecarga las áreas circundantes a la nueva estructura. Lo anterior ocasiona nuevas compresiones en el volumen del suelo afectado, siendo posible que el área circundante tome una parte de la nueva carga debido a su resistencia interna al cortante. En ese caso resultará un asentamiento nuevo e inesperado en su totalidad, de una estructura anteriormente bien

equilibrada. Si el nuevo edificio no queda separado de construcciones existentes, el asentamiento debido a la compresión del suelo ocasionada por la nueva carga produce una transmisión parcial de carga al muro ya construido, lo cual a su vez origina una sobrecarga de la zapata que de otra manera permanecería perfectamente estable.

Una vez que la zapata queda sometida a carga y el suelo subyacente se comprime proporcionando cierta resistencia, con rapidez si son suelos granulares y en un período más o menos largo si son arcillas, la estructura permanece estable puesto que la cimentación ya no se asienta más.

B. FALLAS POR TRANSMISIÓN DE CARGAS

Una estructura estable, ya sea que se diseñe para conservar la rigidez o bien que la obtenga de la integración del conjunto de marcos, pisos y muros divisorios, siempre ajusta sus cargas para compensar los asentamientos diferenciales de la cimentación. Al romperse el equilibrio de las fuerzas debido a la pérdida total o parcial de algún apoyo, las reacciones se transmiten y redistribuyen entre los apoyos disponibles, modificando así todas sus cargas, tal como se observa en la Fig. 65.

Los procedimientos de diseño estructural de cimentaciones tienen suficiente factor de seguridad, aunque siempre los errores inducen a hacer suposiciones acerca de propiedades de las que carece el terreno; tal como sucede en el caso de la capacidad de carga en la roca, que solo es confiable si las partes expuestas de la misma confirman la resistencia supuesta.

C. SOCAVACIÓN EN LOS APOYOS

La socavación se inicia al realizar excavaciones por debajo y junto a muros o zapatas de columnas existentes, reduciendo en forma considerable la capacidad de carga y el apoyo natural de los estratos superficiales del terreno. Este empieza a fluir muy fácilmente, a manera de conseguir el equilibrio y ocasionando suficientes pérdidas de material del subsuelo como para originar importantes asentamientos de las zapatas de cimentación de un edificio vecino. (Fig. 66.A y 68).

Otra situación que la provoca son excavaciones para efectuar túneles o cambiar tuberías de drenaje o de agua de diámetro grande, cercanas a los edificios ya construidos y a un desplante mayor a que tiene la zapata. Esto origina no solo deslizamiento y fallas por corte en el suelo firme sino también asentamientos diferenciales que producen inclinaciones marcadas en las edificaciones. (Fig. 66.B).

D. MOVIMIENTOS LATERALES

Dentro de la fraternidad de los constructores de cimentaciones se admite por regla general, que un movimiento lateral de 1 Pulg. causa más daños a las estructuras que un asentamiento de la misma magnitud.

El desplazamiento lateral se origina por la introducción de fuerzas horizontales no equilibradas, que a veces se derivan de la eliminación de una componente de resistencia o de la acumulación temporal o permanente de una presión activa contra la cual no se proporciona ninguna resistencia adicional.

Un ejemplo se observa en las condiciones normales del nivel de las aguas freáticas; la saturación siempre aumenta las presiones activas y a menudo disminuye las pasivas. Otro ejemplo es observado en lugares donde derrumbes ocurridos con posterioridad a la demolición de edificios adyacentes se han originado por dejar abierto a la intemperie algún sótano más abajo del nivel de las cimentaciones vecinas, creyendo que de ésta manera ayudaban a la estabilidad de las construcciones adyacentes.

E. APOYO DESIGUAL

El apoyo desigual se origina cuando las estructuras tienen cimentaciones apoyadas en parte sobre roca y en parte sobre suelos de tierra; pilotes con capacidades desiguales para los mismos hundimientos; o cimentaciones de más de un tipo estructural, pero descansando sobre suelos de muy distinta resistencia a la compresión. (Fig. 67).

La medida correctiva y de reparación para situaciones semejantes en los suelos consiste en calzar la cimentación en los puntos más débiles, para así igualar la resistencia en los apoyos, o en otros casos, añadir ciertos elementos que consoliden el subsuelo a fin de incrementar la capacidad de carga del terreno.

F. ENVEJECIMIENTO DE LOS SUELOS

Esta característica consiste en que ciertas rocas metamórficas pierden sus características cuando se someten a presión, particularmente si están saturadas de agua, y con mayor rapidez si están saturadas de agua contaminada.

Se sabe de algunos ejemplos clásicos-históricos (como el de la torre de Pisa, ubicada en Pisa, Italia), que perdieron su verticalidad a consecuencia de la falta de uniformidad del suelo donde se cimentaron.

G. ARRASTRE Y LEVANTAMIENTO

Este fenómeno se presenta por lo general en los suelos plásticos; en los llamados suelos líquidos o muy saturados (que no pueden sufrir cambios en su volumen, así que cualquier nuevo asentamiento debe producir por fuerza un levantamiento de igual volumen en algún otro sitio); o en aquellos suelos en lugares muy fríos. Estos nuevos asentamientos van acompañados de movimientos verticales hacia arriba (levantamientos del suelo) a una distancia considerable.

En muchos países es muy común el arrastre que se produce a causa de la contracción del suelo, especialmente cuando se trata de suelos arcillosos, cuando se abate el nivel freático o cuando hay desecación originada por la vegetación existente.

En bodegas de productos congelados, o durante inviernos extremadamente fríos, la capacidad de carga del suelo puede ser reducida y aun neutralizada por la congelación; esto debido tanto a heladas que empiezan por penetrar hasta el suelo y romper tuberías o el agua del subsuelo, causando una acumulación de hielo que puede levantar la estructura por encima de su nivel original y cortar gran número de cimientos y columnas de apoyo.

El remedio como medida preventiva, consiste en sellar con pintura bituminosa de inmediato todas las partes expuestas de la roca.

H. FLOTACIÓN Y CAMBIOS EN EL AGUA

Un cambio en el contenido de agua del subsuelo, ya sea por saturación o por desecación, modifica necesariamente las dimensiones y la estructura de los materiales de apoyo, excepto en suelos granulares bien consolidados; todo lo anterior causa asentamientos en cimentaciones, columnas y muros.

Por otra parte, los cambios en el nivel normal de las aguas de los ríos causa daños a gran escala en estructuras bien diseñadas, debido a que las cimentaciones son muy vulnerables a los asentamientos y originan deformaciones y agrietamientos en muros. En estos tipos de terrenos, el levantamiento de los suelos a causa de la expansión de la arcilla causada a su vez por la sobresaturación es de esperarse y entonces las estructuras se deberán diseñar para tolerar el desplazamiento vertical hacia arriba, o bien proteger los suelos para que no se inunden

I. EFECTO DE LA CONSOLIDACIÓN DEL CONCRETO FRESCO

El deterioro, falla o colapso del elemento estructural o la edificación completa se puede deber también a una mala puesta del concreto en obra, que origina asentamientos diferenciales localizados en diferentes puntos de la estructura. Tales asentamientos son localizados en la superficie sobre la que se funde, debido a la presencia de zonas con desigual resistencia, bolsas de aire o huecos, que producen un asiento localizado del concreto fresco bajo los efectos de su propio peso. Si este asiento se produce después del acabado de la superficie del concreto, entonces se producirán fisuras.

Existen tres factores que contribuyen a dichos asentamientos: El primero es la consolidación del concreto recién compactado, debido a las contracciones de la masa de concreto y a las restricciones en su consolidación, tales como el refuerzo, las formaletas, bolsas de agregados, etc. El segundo son los cambios en la dosificación de la mezcla de concreto, con lo cual se originan zonas no homogéneas de desigual resistencia. El tercero es el diseño de una mezcla no arenosa, ya que a mayor uso de arena, mayor será el asentamiento localizado en la estructura; lo mismo que la poca inclusión de aire evitará ratoneras y lugares con diferente densidad.

Como medida preventiva se recomienda utilizar una medida estándar con proporciones exactas, de preferencia utilizando mezcladora; vigilando la compactación y drenaje de la superficie de trabajo.

J. EFECTO DE LOS TEMBLORES DE TIERRA

Las cimentaciones en zonas amenazadas por temblores de tierra se diseñan de tal manera que resisten toda la gama de choques y sacudidas de origen natural. Estadísticamente se puede aceptar que la duración media de un temblor de tierra es de 45 segundos. Sin embargo algunos han alcanzado una duración mucho mayor (Nigata, Japón y Anchorage, Alaska). Estas vibraciones sostenidas por tanto tiempo alteran seriamente los suelos, produciendo licuefacción de suelos finos saturados y disminuyendo o anulando la capacidad de sustentación del suelo.

K. EFECTO DE LAS VIBRACIONES

Las masas de tierra que no están consolidadas en su totalidad cambian de volumen si se les somete a la acción de impulsos vibratorios. La fuente de

las vibraciones puede ser el equipo de construcción, especialmente martinets, el equipo de operación de un edificio ya terminado, o aún el tránsito de vehículos sobre el pavimento duro y los impactos causados por las explosiones.

Se puede dar el caso de sufrir asentamientos localizados, como consecuencia de las vibraciones de un compresor situado directamente sobre una de las zapatas del edificio. Como medida de precaución éstas se deben colocar en una cimentación de concreto en forma de caja, con un espacio de aire para así aislar el apoyo de los compresores de los muros adyacentes y se coloca una capa de corcho comprimido en la base.

L. MEDIDAS PREVENTIVAS PARA EVITAR EL COLAPSO DE UN ELEMENTO O DE LA EDIFICACIÓN

L.1 Métodos de mejoramiento del terreno para cimentar.

Los suelos para cimentaciones pueden mejorarse para dar ciertas características deseadas. El costo relativo de las alternativas dictará si se deben hacer.

Investigaciones de las condiciones del suelo y del agua superficial en un sitio, indicarán si se requiere mejorar o estabilizar el suelo. Quizá sea necesario efectuar pruebas para comprobar cuál de las técnicas disponibles es posible y económica.

La estabilización del suelo puede aumentar la resistencia, incrementar o disminuir la permeabilidad, reducir la compresibilidad, mejorar la estabilidad, o disminuir el levantamiento debido a heladas o hinchamientos.

a. Estabilidad mecánica.

La estabilidad mecánica comprende una variedad de técnicas para redistribuir, añadir o remover partículas del suelo. El objeto casi siempre radica en incrementar la densidad del suelo, disminuir el contenido de agua o mejorar la graduación. La estabilización mecánica se puede realizar por medio de:

a.1 Sustitución o mezcla de los suelos:

Se utiliza cuando los materiales en o cerca de la superficie no son adecuados, pudiendo resultar económico removerlos y sustituirlos con un relleno de suelo apropiado.

a.2 Sobrecargas:

Donde hay suelos buenos que yacen sobre arcillas blandas compresibles, que producirían asentamientos inaceptables, con frecuencia se puede hacer útil el sitio, al sobrecargar o precargar la superficie. El objetivo es utilizar el peso de la sobrecarga para consolidar las arcillas las arcillas subyacentes, con lo que se compensa el asentamiento que ocurriría de otra forma en la estructura terminada.

a.3 Densificación:

Para incrementar la densidad de un suelo se puede aplicar cualquier variedad de técnicas, la mayor parte de las cuales implica alguna forma de vibración. Entre las más usuales se encuentran: Rodillos vibratorios pesados de acero, la vibroflotación y la compactación dinámica.

a.4 Drenaje:

Esto es efectivo en la estabilización de suelos porque la resistencia de un suelo generalmente disminuye con un incremento de la cantidad de agua y la presión de poro. El drenaje se puede conseguir por gravedad o bombeo, al comprimir el suelo con una carga externa, ya sea por congelación, calentamiento o electroósmosis.

a.5 Geotextiles:

Son membranas que se utilizan para estabilizar suelos. Regularmente se aplican fibras sintéticas que poseen alta resistencia de tensión. Entre sus funciones están la de reforzar suelos, proporcionándoles la resistencia de tensión que de otro modo no poseen, y separar los diferentes tipos de suelos para evitar que se mezclen y produzcan modificaciones indeseables en sus propiedades.

b. Estabilidad térmica.

Es una técnica que ha utilizado el calor para incrementar la resistencia de los no saturados y disminuir la compresibilidad de suelos cohesivos.

c. Estabilidad química.

Se ha utilizado mediante la inyección de materiales cementantes o algún otro agente químico de ese tipo para mejorar suelos y masas rocosas al rellenar los huecos presentes y, típicamente, las rocas de carbonatos, a fin de restringir las filtraciones o evitar el colapso estructural.

L.2 APUNTALAMIENTO

Es el método empleado al hacer excavaciones abajo del nivel de la cimentación de estructuras adyacentes, a través de apoyos temporales, con el fin de soportarlas temporalmente. (Ver Figs. 75 a 80).

En uno de estos métodos se hacen ranuras en las paredes de los edificios vecinos, en las que se insertan postes inclinados para soportar el peso de la parte del muro que queda arriba de los apoyos, y cuyas bases se deben apoyar sobre plataformas. (Fig. 69.A).

Se obtiene un mejor apoyo cortando los muros o columnas en sus bases, e insertando gatos entre las cimentaciones y los muros o columnas que soportan. Al progresar la excavación y producirse asentamientos en el suelo circundante, pueden ajustarse los gatos para mantener los muros

o columnas a su nivel original.

L.3 RECIMENTACIÓN

Se le llama así a la operación de reforzar o cambiar y construir nuevas cimentaciones permanentes a las de una estructura existente. Este método se utiliza cuando las cimentaciones de estructuras construidas han resultado inadecuadas y ha sido necesario darles un nuevo apoyo a una profundidad mucho mayor a la original. Con los gatos se puedenincar vigas H o tubos de acero.

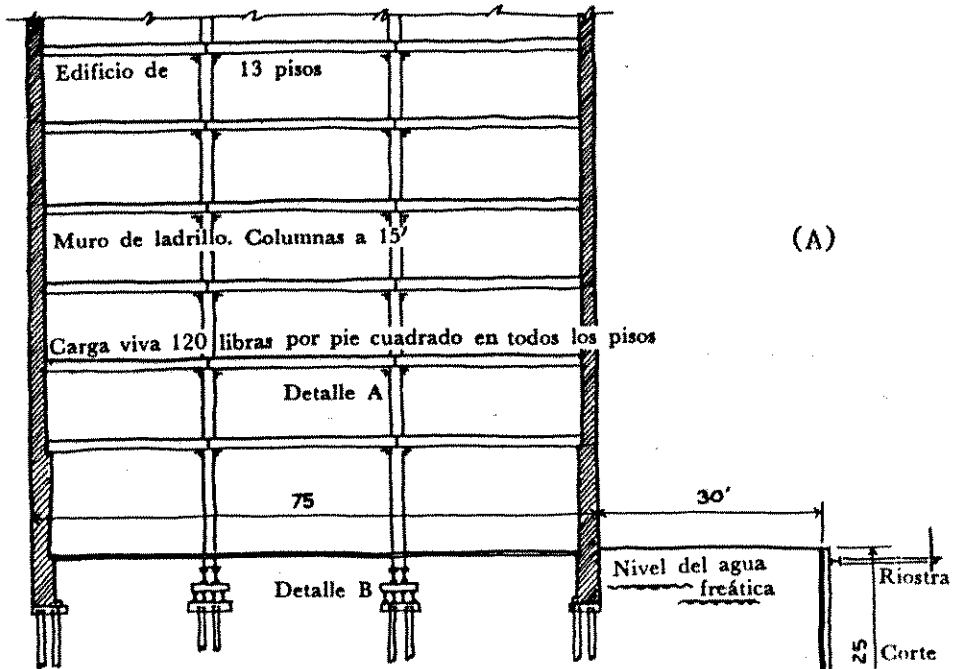
Una de las formas más sencillas de recimentación consiste en reemplazar la zapata de un muro, por otra a mayor profundidad. Los muros de mampostería o concreto pueden soportar temporalmente huecos en su cimentación. Por lo tanto es posible construir un foso a un lado del muro a una profundidad correspondiente a la base de la nueva cimentación, excavar debajo de las antiguas zapatas una longitud de 1 a 2 metros, y construir un corto tramo de la nueva zapata en ese espacio, después de completar ese tramo, puede hacerse una sección adyacente.

Si el muro es incapaz de soportarse por sí mismo, pueden hacerse agujeros atravesando el muro, e insertando vigas horizontales (conocidas como traviesas), cuyos extremos descansan en gatos y zapatas; con lo cual la traviesa se comporta como un puntal. Mientras el muro está apoyado en la viga, puede construirse su nueva cimentación. (Fig. 69.B).

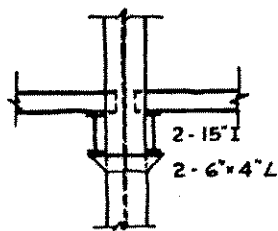
Este método produce inevitablemente deformaciones o asentamientos que pueden agrietar la estructura, reduciéndose o eliminando al preesforzar la nueva cimentación, utilizando generalmente gatos colocados contra la reacción de la estructura construida. Cuando la carga todavía están en los gatos se insertan cuñas para mantener las unidades sujetas a esfuerzo. Se quitan luego los gatos y el espacio que ocupaban se llena de concreto.

L.4 RECALZADO DE LA ESTRUCTURA

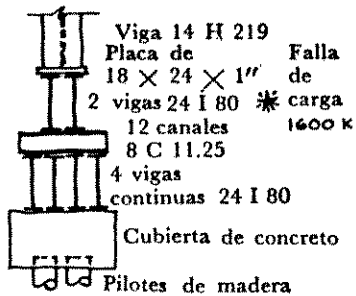
Este es uno de los métodos más caros para reparar edificaciones debido a fallas por asentamientos en el suelo de la cimentación. El método comienza realizando inyecciones de lechada de cemento, sales de aluminio para estabilizar suelos arenosos, o congelación del suelo haciendo circular salmuera por tubos de doble pared durante un período largo (de 6, 8 o 10 meses). Al dar resultado uno de estos métodos el suelo se encuentra estabilizado; con lo cual se procede a excavar pozos adyacentes a las columnas del edificio y rellenarlos de concreto. Una vez hecho esto se procede a levantar y renivelar las columnas por medio de gatos con capacidades que oscilan entre las 100 y 900 toneladas. Como paso final se corrigen las conexiones entre trabes y columnas para evitar el derrumbe.



SECCIÓN



DETALLE A

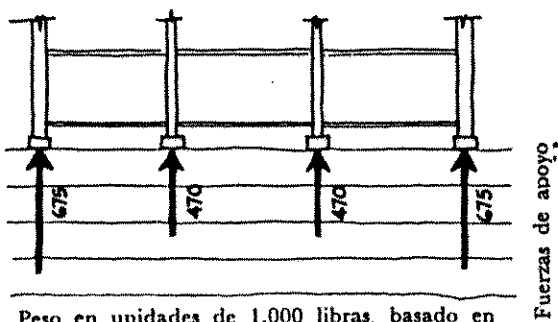


DETALLE B

(A)

(C)

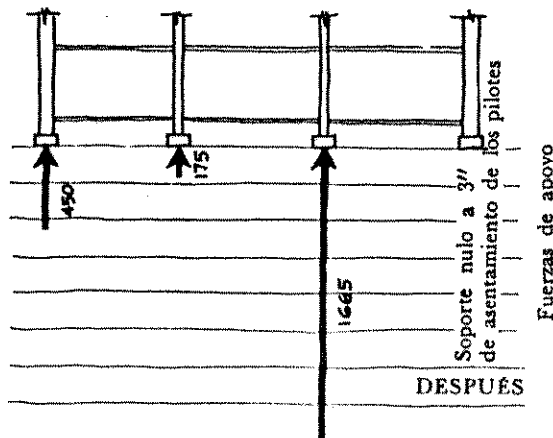
(B)



Peso en unidades de 1,000 libras, basado en la carga muerta más 60 libras por pie cuadrado de carga viva

ANTES

Fuerzas de apoyo



DESPUES

Fuerzas de apoyo

Fig. 65:

ESQUEMAS QUE MUESTRAN TANTO EL PLANO DE LA ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO Y LOS DIAGRAMAS DE LA TRANSMISIÓN DE CARGAS A LOS APOYOS ORIGINADA POR UN ASENTAMIENTO DE LA HLLERA EXTERIOR DE LOS PILOTES DE CIMENTACIÓN.

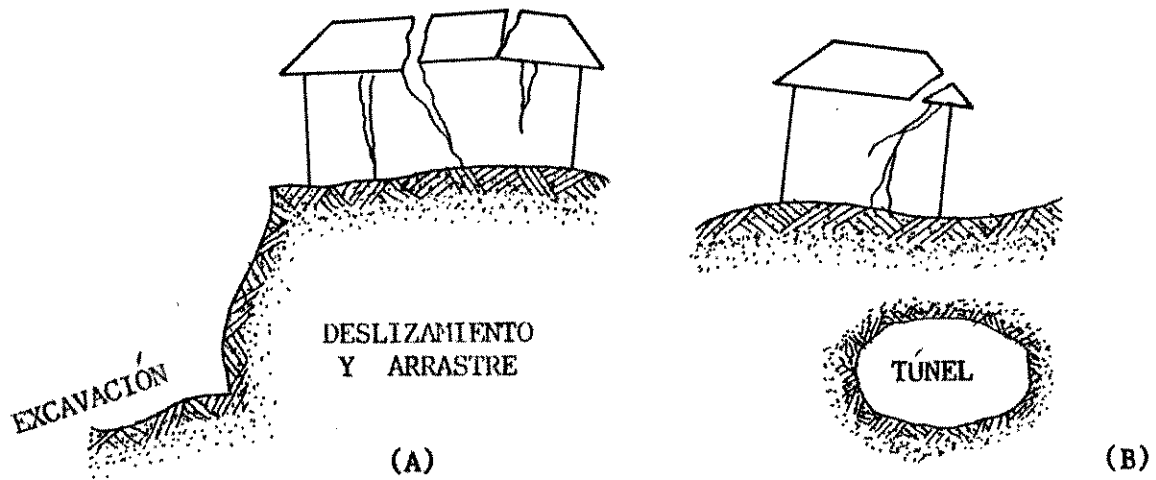


Fig. 66:

ESQUEMAS QUE MUESTRAN ALGUNAS DE LAS CAUSAS QUE ORIGINAN FALLAS EN LAS EDIFICACIONES. EN EL CASO (A) SE OBSERVA QUE DEBIDO A UNA EXCAVACIÓN POR DEBAJO DEL NIVEL DE LA CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA VECINA, SIN MEDIDAS PREVENTIVAS ADECUADAS, EXISTIRÁN MOVIMIENTOS HORIZONTALES LATERALES (B) LA CONSTRUCCIÓN DE UN TUNEL O ZANJA ELIMINARÁ PARTE DE LA CAPACIDAD SOPORTE NECESARIA DEL SUELO PARA CON LAS EDIFICACIONES.

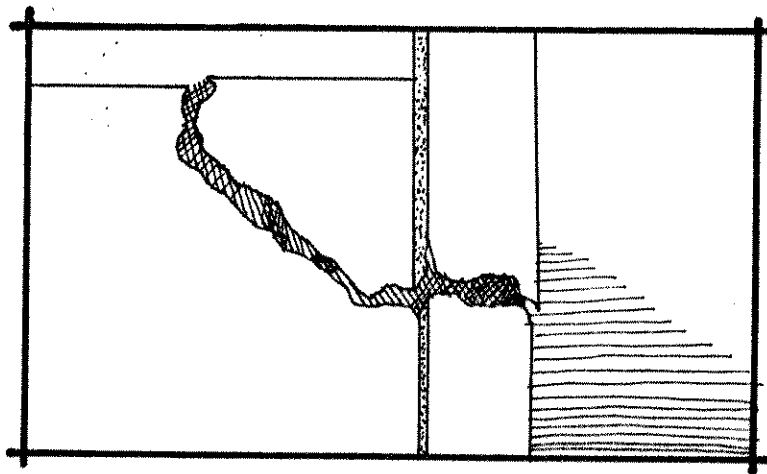


Fig. 67:

FALLA DE UN MURO Y DE UNA COLUMNA DEBIDO A ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

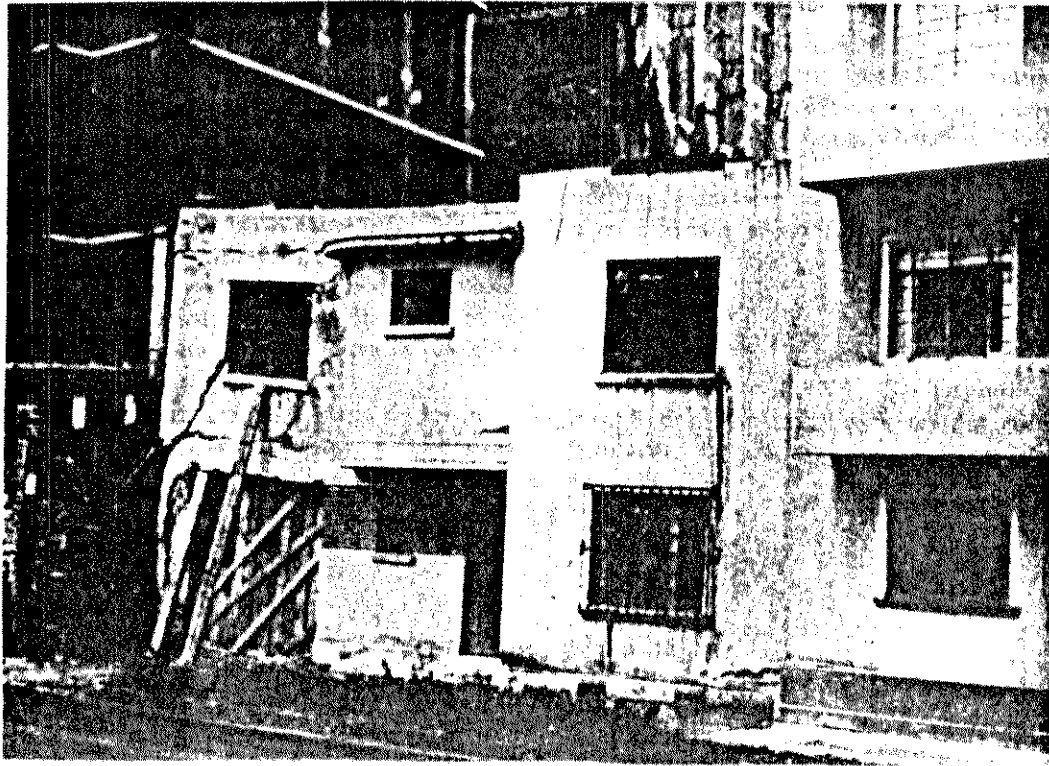


Fig. 68:

ESTRUCTURA DE DOS PISOS DEFORMADA POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES QUE SE PRODUCERON EN ARCILLA COMPRESIBLE. SE CONSOLIDÓ PARCIALMENTE DEBIDO AL PESO DEL EDIFICIO DE LA DERECHA. SIN EMBARGO NO OCURRIERON ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES DE IMPORTANCIA HASTA QUE SE CONSTRUYÓ EL EDIFICIO DE LA IZQUIERDA. LA CIMENTACIÓN PILOTEADA DE ESTA ÚLTIMA IMPIDIÓ EL NORMAL ASENTAMIENTO DE LA COLINDANCIA DEL EDIFICIO DE DOS PISOS Y PRODUJO DEFORMACIONES RUINOSAS.

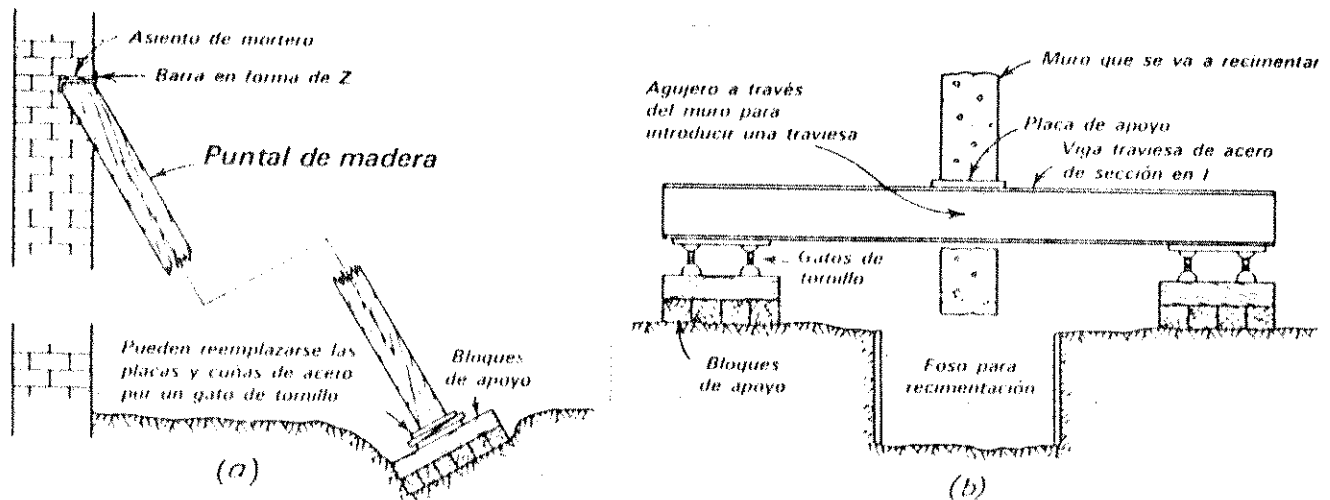


Fig. 69:

MEDIDAS PREVENTIVAS AL REALIZAR EXCAVACIONES A EDIFICACIONES COLINDANTES. (A) APUNTALAMIENTO CON RANURAS EN LA PARED. (B) APUNTALAMIENTO Y RECIMENTACIÓN CON VIGA ATRAVESADA.

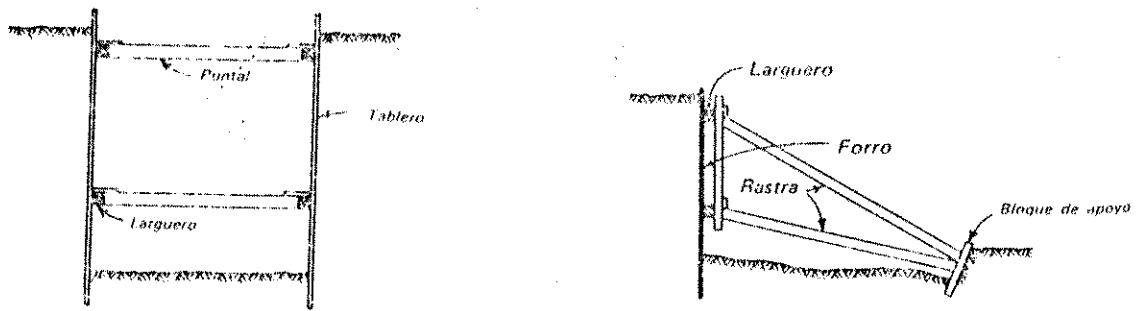


Fig. 70:
MÉTODOS COMUNES PARA APUNTALAR FRENTES DE EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS.

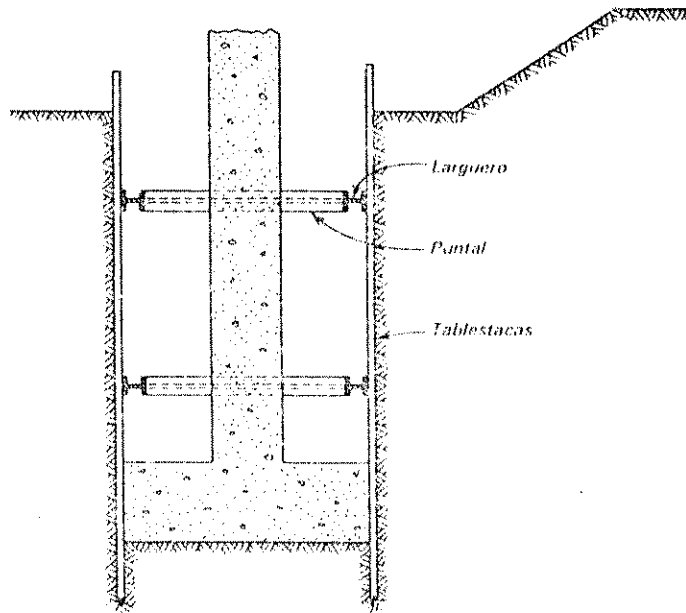


Fig. 71:
MÉTODO PARA CONSTRUIR MURO DE SOTANO ANTES DE REALIZAR LA EXCAVACION GENERAL.

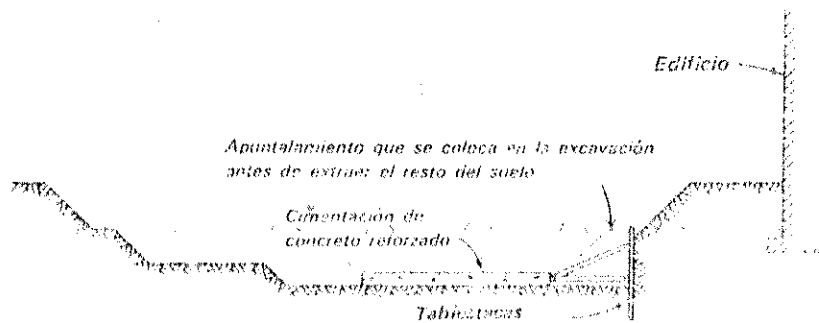


Fig. 72:
APUNTALAMIENTO TÍPICO EN EXCAVACIONES ANCHAS Y PROFUNDAS.

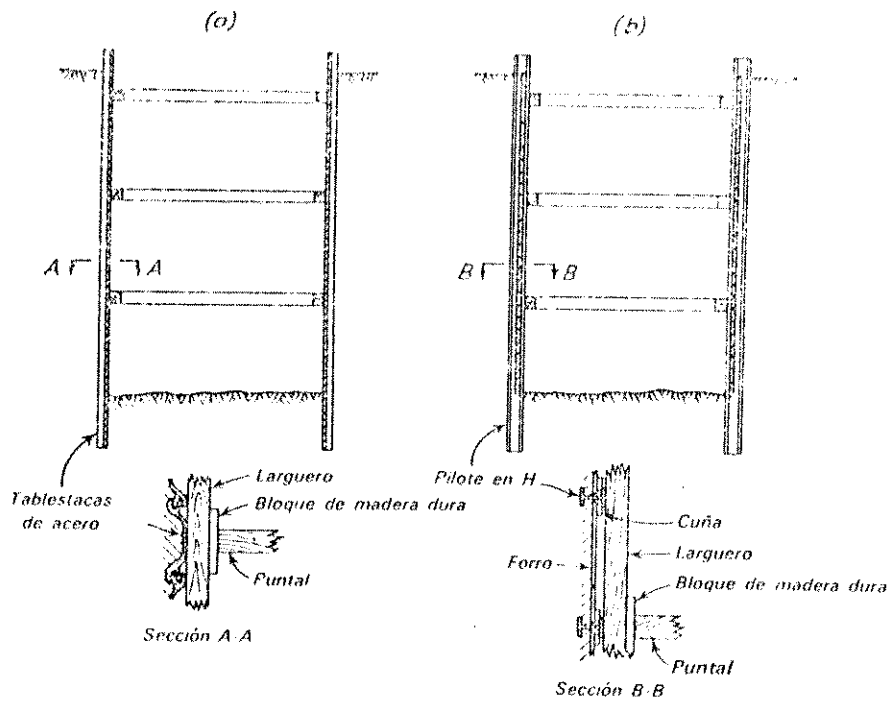


Fig. 73:
APUNTALAMIENTO TÍPICO PARA EXCAVACIONES PROFUNDAS.

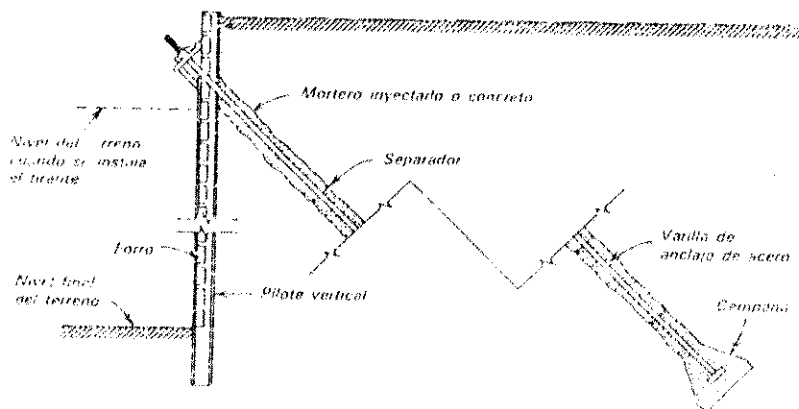


Fig. 74:
SISTEMA DE TIRANTES PARA SOPORTAR FRENTES VERTICALES DE CORTES.

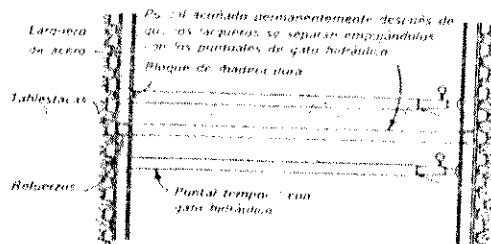


Fig. 75:
MÉTODO DE PREENFORZAR LOS PUNTALES EN EXCAVACIONES.

2.9 FALLAS DEBIDAS A DUCTOS

A continuación se explican y enumeran una serie de circunstancias por las cuales, tal vez en menor grado, tienden a fallar los elementos estructurales, debido a que las tuberías e instalaciones de conducción se dejan adentro del concreto, con lo cual ocasionan disminución en la resistencia del concreto, agrietamiento, corrosión del acero de refuerzo, Etc.

Son varios los aspectos que se relacionan con las edificaciones de concreto cuando se habla de ductos y, específicamente, cuando se han colocado tuberías en el interior de las vigas o columnas estructurales. A continuación se describirán varios de ellos, con énfasis en aspectos como origen, modo de falla y formas de prevención y reparación.

A. DEFINICIÓN

Se entiende por ductos todas aquellas tuberías o instalaciones que de una u otra manera transportan o contienen líquidos, gases, o alambrado para energía eléctrica, teléfono o televisión; pueden ir en la superficie o en el interior de las estructuras de metal, madera, concreto armado, Etc.

B. PÉRDIDA DE RESISTENCIA DEL ELEMENTO

Muchas veces los encargados de la construcción colocan las tuberías de electricidad y agua en los elementos estructurales, debido a que así se les facilita sostenerlas o amarrarlas al acero de refuerzo, sin tener conocimiento que cuando la obra se encuentra finalizada se crean problemas de tipo estructural, ya que se reduce el área efectiva de concreto que resistirá las cargas aplicadas, con lo cual también se reduce la capacidad resistente del elemento.

Si los conductos o tuberías junto con sus conexiones se van a colocar en columnas o elementos estructurales sujetos a esfuerzos de compresión, ahogados en el concreto, no deberán desplazarse más del 4 % del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia o de la requerida para la protección contra el fuego.

Como medidas preventivas se puede recomendar el considerar que las camisas, los conductos o las tuberías sustituyen estructuralmente en compresión al concreto desplazado, siempre y cuando:

- B.1 No estén expuestos a la corrosión o a otra causa de deterioro.
- B.2 Sean acero o hierro sin recubrimiento o galvanizado, de espesor no menor que el del tubo de acero de calibre estándar número 40.
- B.3 Tengan un diámetro nominal interior no mayor de 5 cm. y estén espaciados a no menos de 3 diámetros centro a centro.

C. REQUISITOS ESTRUCTURALES MÍNIMOS DE COLOCACIÓN DE DUCTOS

Las tuberías de electricidad con poco recubrimiento, o con un diámetro mayor de $\frac{1}{3}$ del peralte de la losa, provocan fisuras con dirección definida, paralela a la dirección del ducto, originado por la concentración de esfuerzos, debido a que son puntos en donde la sección del concreto ha sido debilitada para la transmisión de esfuerzos.

Por lo anterior, excepto cuando los planos de conductos y tuberías hayan sido aprobados por un ingeniero estructural, los tubos o conductos ahogados en una losa, muro o viga (diferentes de los que solo pasan a través de los elementos) deben satisfacer lo siguiente:

- C.1 Las tuberías y sus conexiones deben diseñarse para resistir los efectos del material, la presión y la temperatura a la cual van a estar sujetos, no alterando significativamente la resistencia del elemento.
 - C.2 Tendrán dimensiones exteriores no mayores de 1/3 el peralte total de la losa, del muro o de la viga, según donde estén ahogados.
 - C.3 No deberán estar espaciados a menos de 3 veces su diámetro o tres anchos centro a centro.
 - C.4 El recubrimiento de concreto para las tuberías y sus conexiones no deberá ser menor de 4 cm. en superficies de concreto expuestas al clima o en contacto con el terreno; ni menor de 2 cm. en aquéllas que no estén expuestas directamente al suelo o al clima.
 - C.5 Las tuberías o conexiones deberán unirse con soldadura, soldadura de latón, soldadura de condensación u otro medio igualmente satisfactorio. Deberán prohibirse las conexiones atornilladas. Las tuberías deberán fabricarse e instalarse de tal forma que el refuerzo no requiera cortes, dobleces o movimientos fuera de su colocación normal.
 - C.6 En las losas macizas, las tuberías deberán colocarse entre las capas de refuerzo superior e inferior, a menos que se requieran para irradiar calor o fundir nieve.
 - C.7 Deberá colocarse una zona de refuerzo en dirección normal a la tubería, por lo menos de 0.002 veces el área de la sección de concreto.
- D. CONDICIONES FÍSICAS MÍNIMAS DE LOS MATERIALES A CONDUCIR

Debido a la diversidad de líquidos o gases a conducir en tuberías se recomienda lo siguiente:

Antes del colado del concreto en sus formaletas, todas las tuberías o conexiones deben probarse como una unidad, a fin de observar la existencia de fugas. La presión de prueba sobre la presión atmosférica deberá ser 50% mayor que la presión a la cual van a estar sujetas durante su vida útil, aunque no será menor que 10 Kg./cm² sobre la presión atmosférica. La presión de prueba debe mantenerse durante 4 horas sin pérdidas, excepto las que puedan ser provocadas por la temperatura del aire.

El agua, cuya temperatura sea menor a 32°C y de presión no mayor a 3.5 Kg./cm², es el único elemento que se deberá colocar en las tuberías hasta que el concreto haya fraguado y alcanzado su resistencia de diseño. Lo anterior debido a que la presencia de una fuga puede originar humedad, corrosión del acero de refuerzo o baja resistencia en el concreto no endurecido.

En el caso de tuberías utilizadas por ejemplo para drenaje y que se encuentren diseñadas para presiones no mayores que 0.07 Kg./cm² sobre la presión atmosférica no necesitan probarse, tal como se indica en el párrafo anterior.

Durante su vida útil la temperatura del líquido, gas o vapor no deberá exceder de 65°C., y la presión máxima a la que estarán sujetas las tuberías o conexiones no deberá exceder en más de 14 Kg./cm² a la presión atmosférica.

En el caso de las tuberías que van a conducir líquidos, gases o vapor que sean explosivos o perjudiciales a la salud, tales como propano, butano, etc., deben probarse nuevamente, de acuerdo con lo especificado anteriormente, una vez que el concreto haya endurecido.

E. UTILIZACIÓN DE DUCTOS CON MATERIALES COMPUESTOS DE ALUMINIO

En la sección 6 del código ACI 318-83 se hace mención de la no utilización e introducción en el concreto de cualquier material compuesto de aluminio en las camisas, tubos o conductos, ya que puede ser perjudicial al mismo; existiendo una salvedad, la cual se refiere a poder ahogarlos en el concreto solo si se cuenta con la aprobación del ingeniero, tomando en cuenta que éstos elementos no se considerarán como sustitutos estructurales del concreto desplazado.

Si es necesaria la instalación de dichos elementos ahogados en el concreto, de acuerdo a lo especificado en los planos, aprobado por el ingeniero, se deben recubrir o pintar adecuadamente para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrolítica entre el aluminio y el acero.

La razón por la cual no se debe juntar aluminio y concreto es que reaccionan, y en presencia de iones de cloruro puede reaccionar electrolíticamente con el acero de refuerzo, el cual al oxidarse, provoca agrietamiento o descascaramiento del concreto. También existe la particularidad que en los conductos de aluminio para instalaciones eléctricas la corriente eléctrica aceleran esta reacción adversa.

Así mismo, estas expansiones originan esfuerzos de tensión, que no son resistidos por el concreto, el cual se fisura, y por lo tanto, permitirá la entrada de aire, que oxidará el acero de refuerzo, produciendo así mayor corrosión, expansión, agrietamiento, e incluso desprendimientos superficiales.

Como medida preventiva se recomienda que los ductos no se ahoguen en el concreto estructural, a menos que se recubran o se pinten adecuadamente, para evitar la reacción concreto-aluminio, o la reacción electrolítica entre el aluminio y el acero de refuerzo. Como medida de reparación se puede emplear formulaciones epóxicas en el caso que se presente desprendimiento o agrietamiento y un nuevo revestimiento en el caso de descascaramiento.

F. SOCAVACIÓN DE CIMENTACIÓN:

Este es un aspecto muy poco usual de fallas en las edificaciones, el cual se origina cuando inicialmente se hacen excavaciones para efectuar cambios en las tuberías de drenaje o de agua en edificios ya construidos. Comúnmente son consideradas como operaciones menores y sin importancia, por lo cual se puede acarrear serios problemas a una edificación, tal como aconteció en un centro comercial en Atlanta, Georgia, Estados Unidos, donde una zapata fue socavada debido a la excavación de una zanja para alcantarillados, la cual se profundizó hasta 5 Mts. más abajo de la zapata y ocasionó una falla por corte en el estrato firme e hizo desplomarse la columna junto con dos vigas de techo de sección doble T de concreto presforzado.

Existen registros de fallas en muros originadas por socavación, debido inicialmente a la rotura de tuberías de drenaje tendidas a lo largo de las zapatas, ya sea por fatiga de material o presiones mayores a las especificadas en los planos de diseño, con lo cual se produjeron deslaves del subsuelo durante tormentas de lluvias abundantes. Siempre se debe estar prevenido contra este tipo de accidentes especialmente en terrenos arcillosos.

Como medidas preventivas se recomienda en primer lugar que la instalación de tuberías crucen las zapatas o muros, y no colocadas a lo largo de las mismas, con el fin de evitar disminución de resistencia o apoyo del suelo. En segundo lugar se recomienda un adecuado apuntalamiento de las paredes de excavaciones a realizar en suelos inestables o por debajo del nivel de las zapatas de edificios vecinos.

Lo que sucede en la colocación de tuberías, en las que existe un pequeño espesor de concreto que las rodee es que éste no es suficiente para resistir los esfuerzos de tracción que aparecen por el fraguado del concreto después de su colocación, por lo que es necesario reforzarla a tensión, siendo uno de estos métodos el del grapado.

G. GRAPADO

Es el método utilizado para devolverle a una sección de concreto su resistencia a la tracción, a través de la colocación de grapas, teniendo en cuenta que al hacer este tipo de reparación se aumenta localmente la rigidez de la obra a la que se aplica, por lo que se debe verificar si las partes adyacentes pueden absorber las tensiones suplementarias que se originen e incrementen provocando así fisuras nuevas. La grieta antes de grapada debe ser sellada para así evitar la corrosión de las grapas.

Para que el esfuerzo sea transmitido de uno lado a otro de la grieta no solo en un plano es necesario que las barras utilizadas para el grapado deban tener longitudes y orientaciones diferentes, de manera que se repartan ampliamente. Se puede incrementar la resistencia de las secciones de concreto adyacente colocando armaduras externas recubiertas convenientemente.

La concentración de tensiones se producen en la extremidad de las grietas, y los intervalos entre grapas deben reducirse a ellos; por lo cual es conveniente hacer un agujero en cada extremo de la grieta, para reducir la concentración de tensiones por supresión de ángulos vivos.

Las grapas deben recubrirse con mortero expansivo o sin retracción, de manera que no haya ningún juego, y que cualquier movimiento haga trabajar a elementos nuevos y viejos. Los agujeros donde se introducen las grapas deben llevar una lechada de cemento.

2.10 FALLAS EN JUNTAS DE ELEMENTOS PREFABRICADOS

En los elementos estructurales de concreto armado in situ se observa, analiza y discute la existencia de una diversidad de fallas originadas por factores únicos o complejos. Por otro lado, las estructuras prefabricadas tienen por analogía con las construcciones en acero en que la estructura final consta de una gran cantidad de elementos prefabricados que se conectan en la obra para conformar la estructura terminada.

En ambos tipos de construcción las uniones pueden detallarse para transmitir únicamente fuerzas de gravedad, fuerzas horizontales o momentos. En este último caso se obtiene una estructura continua similar a la construcción vaciada en el sitio, y las uniones que logran esta continuidad permiten transmitir todos los esfuerzos estimados.

A. DEFINICIÓN DE JUNTAS

En construcción las juntas se definen como falsas fisuras, destinadas a permitir los libres movimientos de cada parte de la obra, ya sean éstos por dilataciones y contracciones térmicas, asentamientos de la cimentación, o por hinchamiento del material; pero cuando están pensadas y diseñadas para transmitir esfuerzos son verdaderos elementos constructivos. Así, las juntas cumplen con cometidos estructurales y funcionales.

Asimismo se refiere al conjunto de operaciones tecnológicas que permiten restablecer en obra la continuidad de la construcción que había sido eliminada al descomponer la edificación en piezas componentes, escogidas en función de las exigencias.

B. OBJETIVOS DE LAS JUNTAS

B.1 Que todas las fuerzas existentes en los extremos de los elementos deben transmitirse a través de la unión hacia los elementos de soporte.

B.2 Capacidad para soportar los movimientos de la obra, debidas a:

Causas fortuitas difíciles de solucionar tales como:

- Asentamientos de la cimentación
- Traslación y acarreo de los elementos a la obra.

Causas cuantificables, con posibilidades de eliminar:

- Retracción por desecación y fraguado.
- Fluencia de los materiales.
- Dilataciones y contracciones térmicas.
- Hinchamientos debidos a variaciones del grado de humedad.

B.3 Permitir la disminución de esfuerzos que se generen en el concreto.

B.4 Permitir al concreto moverse libremente sin que se afecte el comportamiento requerido del mismo.

B.5 Primer cometido de las juntas. aspecto funcional: Su objetivo es determinar juntas sometidas a movimientos libres de los elementos adyacentes, causados por variaciones en su longitud, bajo determinadas tolerancias permisibles.

B.6 Segundo cometido de las juntas. aspecto estructural. Se refiera al uso de dos estilos en la ejecución de las juntas, ya sea: 1o. refuerzo en los propios elementos o al momento de colocar en obra y un volumen de concreto adicional; 2o. utilizar procedimientos sometidos a rigurosas tolerancias, haciendo de su montaje una ejecución rápida y sencilla, similares a las uniones de estructuras metálicas.

Juntas Duras.

Son aquellas uniones que a través de refuerzo y concreto apropiados permiten transmitir todos los esfuerzos de tensión, compresión, corte, flexión e incluso momentos.

Los materiales empleados pueden ser placas de acero o perfiles estructurales conectados con soldadura; e incluso la utilización de morteros a base de resinas epóxicas y cementos, además de impermeabilizantes, hidrófugos, y aditivos que impiden migraciones capilares, o los que tratan de mejorar las características del mortero.

La ejecución de este tipo de juntas con los materiales mencionados se emplean cuando la junta entre secciones del elemento estructural prefabricado se encuentra sometido a grandes esfuerzos o en juntas de difícil adherencia con mortero normal. La rotura y agrietamiento aparece en la pieza de concreto en la zona más débil por la acumulación de tensiones.

Juntas blandas.

Son aquellas uniones que se encuentran simplemente unidas o descansadas sobre otros elementos de apoyo, transmitiendo reacciones en una sola dirección y permitiendo una cantidad limitada de movimientos para liberar otras fuerzas tales como las componentes horizontales de los esfuerzos por temperatura.

Utilizan materiales de tipo plástico, elástico, plastoelásticos o elastoplásticos, para cuya selección de alguno de ellos es conveniente tomar en consideración agentes atmosféricos tales como rayos infrarrojos que influyen envejeciéndolos y haciéndolos frágiles, disminuyendo su adherencia y cohesión.

En el caso de productos elásticos no ocurre dilatación por ciclos de carga-descarga, más si por cambios de temperatura, originando tensiones interiores permanentes al no recuperar su dimensión inicial. En todo caso este material no es recomendable. En el caso de productos plásticos su deformación por la acción de fuerzas externas sin oposición de resistencia interna origina fisuras, roturas y pérdida de sección progresivamente por la superposición de sucesivas causas exteriores y efectos de las deformaciones.

La diferencia entre estos dos tipos de uniones consistirá en que se permitan o no rotaciones limitadas o movimientos dentro de las mismas. Una vez seleccionado el tipo de unión a utilizar, deberá considerarse plenamente todo el sistema de fuerzas impuesto sobre ella, analizando desde las primeras fuerzas del montaje inicial, hasta las condiciones finales de las cargas en el lugar, desarrollando diseño y detalles.

C. SISTEMA DE FUERZAS INVOLUCRADAS EN ESTAS UNIONES

C.1 Cargas típicas.

Son aquellas en las cuales la conexión se diseña para soportar en forma satisfactoria las cargas producidas por la gravedad (cargas vivas y muertas), las cargas de viento (si la acción de éste sobre el marco es una de las consideraciones de diseño), las cargas sísmicas o cualquier otra carga lateral que pueda afectar a la unión. Sin embargo no es apropiado diseñarlas considerando solamente las condiciones típicas de carga, ya que los esfuerzos impuestos sobre la unión son alterados si se presentan cargas especiales resultantes de restricciones contra cambios volumétricos o sobrecargas durante el montaje. (Véase las figuras 78.A - 78.D).

C.2 Cargas debidas a cambios volumétricos.

La no consideración de este tipo de cargas provoca el subdiseño de una unión, y es en potencia sumamente peligroso. Este tipo de cargas son debidas a cambios de temperatura, fluencia o contracción. Cuando se restringen estos movimientos se llegan a desarrollar grandes fuerzas horizontales en la unión, suficiente para reducir la capacidad supuesta.

C.3 Fuerzas de montaje.

Se refiere a todas aquellas cargas recibidas durante las operaciones de montaje de los elementos prefabricados, incluso mayores que las soportadas durante su vida útil. Estas cargas especiales incluyen vientos durante la construcción, impactos o cargas excéntricas como resultado de torsión o variación temporal en la posición prevista de las cargas.

D. CLASIFICACIÓN GENERAL DE ELEMENTOS PREFABRICADOS MÁS UTILIZADOS

Las unidades prefabricadas han logrado establecerse por sí mismas, y aunque hasta el momento no se encuentran estandarizadas formalmente, es posible encontrarlas en forma amplia con menores variaciones locales. Asimismo el proceso de prefabricación es suficientemente adaptable para que formas especiales sean desarrolladas para un proyecto en particular, solo si se producen en una cantidad de unidades repetitivas bastante grande.

En las figuras 76.A - 76.E se observan distintos elementos prefabricados generales utilizados en la construcción de edificaciones, tales como vigas, columnas elementos de entrepiso y cubierta, muros de cerramiento, etc.

E. TIPOS MÁS COMUNES DE UNIONES ENTRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS

En las figuras 77.A - 77.D se observan algunos tipos representativos de conexiones para edificios con elementos prefabricados de concreto y en las figuras 79.A - 79.E se observan algunas aplicaciones en diseños constructivos de edificaciones, utilizándose en la mayoría platinas de contacto, para asegurar una adecuada distribución y uniformidad en las presiones de contacto. Si las platinas de apoyo entre dos elementos son de acero y se encuentran unidas mediante soldadura se logra una conexión rígida en el sentido que puede transmitir tanto fuerzas horizontales como verticales.

En los primeros desarrollos de la construcción prefabricada se presentó una tendencia a utilizar en forma extensiva las conexiones flexibles, con el

fin de permitir la presencia de cambios dimensionales, sin que se produjeran fuerzas de restricción en los elementos, y particularmente en la conexiones. En la actualidad los ensayos realizados han demostrado que la utilización de este tipo de uniones indican que la edificación resultante tiende a presentar estabilidad insuficiente contra fuerzas laterales (viento y sismo), por lo cual los diseñadores con bastante experiencia se han inclinado a defender la utilización de uniones rígidas que producen un alto grado de continuidad; esta tendencia se ve reflejada en ayudas recientes de diseño y va paralela a la predisposición de la continuidad en las estructuras.

F. MODO DE FALLA Y ECUACIONES DE PREDICCIÓN EN EL DISEÑO DE LAS UNIONES

Al diseñar conexiones es prudente utilizar coeficientes de carga que excedan los requeridos por los elementos conectados, esto es porque las uniones por lo general se someten a grandes concentraciones de esfuerzos, que impiden el desarrollo de mucha ductilidad.

Las imperfecciones en la geometría de las conexiones producen cambios sustanciales en la magnitud de los esfuerzos, en comparación con los supuestos en el diseño.

F.1 FUERZAS DEBIDAS A CAMBIOS VOLUMÉTRICOS:

Estas son las principales contribuyentes a la carga axial en una unión; por esta razón se deberán considerar todos los cambios potenciales de volumen axial de cada uno de los elementos y sus efectos sobre la resistencia última de la unión.

a. Contracción. Se determina mediante la ecuación

$$\epsilon_c = [(K_m * \epsilon_c) * t_2 - (K_m * \epsilon_c) * t_1]$$

donde

- ϵ_c = intervalo de acortamiento por contracción axial cm./cm.
- K_m = constante del factor de masa que varía de 25 a 150
- t_1 = tiempo inicial en días, generalmente cuando se hace la unión
- t_2 = edad posterior, cuando los resultados de los cambios volumétricos adicionales ya no tienen importancia
- ϵ_c = contracción axial en el tiempo 1 y/o en el tiempo 2

b. Fluencia. La deformación total de fluencia producida por fuerzas de preesfuerzo o cargas de compresión axial, se evalúa mediante la ecuación

$$\epsilon_c = K_f * [(K_m * \epsilon_c) * t_2 - (K_m * \epsilon_c) * t_1]$$

donde

- ϵ_c = intervalo de acortamiento por contracción axial cm./cm.
- K_f = factor de corrección de fluencia, basado en la relación del esfuerzo axial del concreto a su resistencia
- K_m = constante del factor de masa que varía de 25 a 150
- t_1 = tiempo inicial en días, generalmente cuando se hace la unión
- t_2 = edad posterior, cuando los resultados de los cambios volumétricos adicionales ya no tienen importancia
- ϵ_c = contracción axial en el tiempo 1 y/o en el tiempo 2

- c. Temperatura. El incremento o disminución por unidad de longitud, a consecuencia de los cambios de temperatura se determina mediante las ecuaciones

$$L = L_t + L_h = (L * T * T) + (L * h)$$

$$L_{nat} = L_1 + L_2$$

donde L = longitud total del elemento
L_t = dilatación de longitud mínima debido a los efectos de la dilatación por temperatura
L_h = variación de longitud debido a los efectos de la humedad
h = coeficiente de hinchamiento en relación con su humedad
T = variación de temperatura
T = coeficiente de dilatación térmica.
L_{nat} = anchura máxima de la unión
L₁ = variación en la longitud del elemento prefabricado a un lado de la junta.
L₂ = variación en la longitud del elementos prefabricado al otro lado de la junta.

Con la utilización de estas dos últimas ecuaciones se puede determinar la anchura máxima de la junta en consonancia con el material componente de la junta, limitada porcentualmente en función de la anchura mínima y estanqueidad, según datos del material a utilizar, que varían de 1 al 25%.

F.2 FUERZAS DEBIDAS A CARGAS TÍPICAS:

- a. Fricción. Esta característica se determina para verificar la resistencia al deslizamiento producida por movimientos de cambio en el volumen y los efectos de carga. De acuerdo a la Ref. (8), la fuerza máxima desarrollada por fricción estática se determina por la ecuación

$$F_s = \mu_s * Vu$$

donde F_s = fuerza máxima desarrollada por fricción en Kg.
 μ_s = coeficiente de fricción estática, no mayor de 1
Vu = fuerza cortante última aplicada en la conexión en Kg.

- b. Fricción por cortante. Proporciona una solución adecuada en el límite inferior para resistencia última utilizada en la evaluación de las uniones.

Todas las disposiciones respecto al cortante pretenden en lo posible la falla por tensión diagonal, más bien que las producidas por transmisión del corte directo. La intención de las disposiciones del código ACI es proporcionar un procedimiento de diseño para las condiciones en las cuales se considere la transmisión del cortante, tal como en el diseño de detalles de refuerzo para miembros de concreto prefabricado.

La ductilidad en el elemento de concreto se logra colocando refuerzo transversal al plano de falla (ver Fig. 78.A), en condiciones

(8) WINTER, George, et al. Diseño de estructuras de concreto reforzado. 2a. edición. México: edit. continental. 1,989.

últimas, cuando la fuerza "AsFy" desarrollada por el refuerzo es normal al plano. Dicha fuerza, en combinación con la fuerza de fricción, dá por resultado la resistencia al corte en la interface de la grieta.

De acuerdo a la Ref. (8), el refuerzo para el cortante último, a través de cualquier plano de agrietamiento se calcula mediante la ecuación

$$Av_f = \frac{Vu}{* Fy *}$$

donde Av_f = área de refuerzo necesaria para evitar la fricción por cortante, observándose que no sea mayor al límite de $0.2 f'c$ o 55 Kg/cm^2

Vu = fuerza cortante última aplicada a la unión, en Kg.

= factor de seguridad, igual a 0.85

Fy = esfuerzo de fluencia en el acero de refuerzo, en Kg/cm^2

= coeficiente de fricción entre las superficies de contacto.

- c. Aplastamiento. Se determina en función del tipo de carga, fuerzas dentro del área de aplastamiento y la magnitud del esfuerzo de éstas. Por otro lado, las ecuaciones se modifican cuando se trata de amortiguadores de apoyo elastoméricos, tela-lámina, hule-tela, asbesto-cemento, plomo, plástico, etc; que debido a su naturaleza, están diseñados en base a esfuerzos de trabajo.

Aplastamiento en concreto no reforzado:

Si existe la seguridad que los esfuerzos por aplastamiento serán uniformes y con presencia de cargas verticales dentro de la unión se estima (9) mediante la ecuación

$$f_{bu} = 18.58 * \frac{3}{s} * V f'c * V s/v$$

donde f_{bu} = resistencia última por aplastamiento, en Kg/cm^2
= 0.70

$f'c$ = resistencia última a la compresión del concreto, en Kg/cm^2

s = distancia desde la orilla libre al centro del apoyo, en cm

w = ancho de la placa de apoyo perpendicular a la orilla libre y paralela a la longitud del claro, en cm.

Aplastamiento en concreto reforzado:

En el caso de agrietamiento vertical y horizontal producido por aplastamiento se utiliza refuerzo soldado en ángulos de confinamiento, que puede determinarse (9) mediante las ecuaciones

$$Aq = \frac{1}{* Fy} * \left[\frac{Vu}{* Fy *} + Tu \right] \quad ; \quad Aq = \frac{As_v * Fy}{* fys}$$

(9) SOTO TOCK, Roberto. Guía de diseño para conexiones de miembros de concreto prefabricado. (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos). Guatemala. 1.980

donde A_{s_v} = área del acero de refuerzo por fricción para
contrarrestar las posibles grietas verticales, en cm^2
 A_{s_h} = área del acero de refuerzo por fricción para
contrarrestar las posibles grietas horizontales, en cm^2
 F_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, en Kg./cm^2
 V_u = fuerza cortante última aplicada en la unión, en Kg.
= 0.85
= coeficiente de fricción, que va de 0.7 a 1.4
 T_u = Fuerza última de tensión, que actúa junto con V_u , no menor
de 0.2 V_u , en Kg.

G. SEGURIDAD DE LA EDIFICACIÓN CONTRA EL DERRUMBAMIENTO PROGRESIVO

Como se observó anteriormente, en el caso de elementos prefabricados, la consecuencia más común de falla no se localiza en el elemento en sí, sino en la unión, lo que origina la destrucción o derrumbamiento progresivo, manifestándose al faltar uno o varios de los apoyos de los elementos, originado por causas accidentales (explosiones, choques, incendios, etc.), en puntos definidos y precisos, pero que por sus condiciones especiales de monolitismo el derrumbamiento se detiene, caso que no sucede sin embargo en la construcción tradicional.

La seguridad del edificio debe comprobarse para un estado límite complementario (o sea después de accidente o colapso local). En este estado los refuerzos en las armaduras pueden alcanzar el límite de elasticidad, admitiéndose grandes agrietamientos en el concreto. La principal exigencia reside en la limitación de riesgo de accidentes mortales en la zona donde ha ocurrido el suceso. Es posible admitir un pequeño margen de seguridad en este caso, después de valores característicos (del orden del 90 a 95% de las cargas y resistencias de los materiales involucrados).

Por lo anterior, es necesario una serie de características que eviten el derrumbe progresivo al desaparecer uno o más de los apoyos involucrados:

- a. Adecuado anclaje de las armaduras salientes.
- b. Apoyo del elemento en todo o mayor parte de su perímetro.
- c. Unión adecuada en sentido longitudinal entre los distintos elementos del sistema.
- d. Anclar los elementos mediante estribos o vástagos fileteados con tuerca:

H. MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS AL DISEÑAR Y CONSTRUIR JUNTAS

En la solución de un determinado tipo de junta, es necesario conjugar las exigencias de tecnología, producción, funcionalidad y seguridad estructural, haciéndose algunas recomendaciones generales tomadas en consideración para así proyectar juntas eficientes.

- H.1 El perfil de la junta debe ser de fácil fabricación, evitando resaltos y muescas de reducido espesor que no permitan una buena fijación o fundición, y falle al ser manipulada o montada, debido a su poca resistencia.
- H.2 Debe dimensionarse adecuadamente en cuanto a la amplitud del hueco, ancho y longitud, a manera de lograr una buena efectividad en:

- a. Fundición en la obra.
 - b. Armadura saliente para anclajes en la obra.
 - c. Previsión en la tolerancia de los elementos.
 - d. Movimientos previsibles.
 - e. Los materiales de relleno.
- H.3 La junta debe permitir una rápida realización, cuando menos en la primera etapa anterior, de manera que el montaje se lleve a cabo en el menor tiempo posible.
- H.4 En su fase de construcción debe planearse:
- a. Dosificación y resistencia de los elementos prefabricados.
 - b. Cordones de soldadura.
 - c. Espesor del recubrimiento.
 - d. Tiempo de apuntalamiento.
 - e. Previsiones que se han de tomar según el clima.
- H.5 Determinar el número de juntas necesarias, lo que implica definir el tamaño de los elementos.
- H.6 Para la seguridad y estabilidad de los elementos estructurales prefabricados se requiere la proyección de juntas con continuidad estática, a manera que absorban los esfuerzos generados por agentes extremos.
- H.7 Un colapso progresivo en caso de una carga anormal, diferente a la prevista en el diseño, en que la falla de uno de los elementos lleva al colapso de otro, luego otro, y después otro, produce resultados catastróficos. Por ésta razón se recomienda no utilizar uniones flexibles, ya que dependen de la fricción producida por las fuerzas de gravedad.
- Por lo anterior, las conexiones con total resistencia a momentos, tal como el de la figura 79.A son poco usuales, pero se recomienda enfáticamente como medio efectivo para conectar los elementos a sus apoyos, con la debida consideración a la necesidad de acomodar los cambios dimensionales asociados con el flujo plástico, la retracción por fraguado y los efectos de temperatura.
- H.8 La experiencia con estructuras prefabricadas demuestra que la adición de refuerzo especial en forma de tensores, aunque aumenta en poco el costo de la construcción, contribuye en forma importante a mantener la integridad estructural en caso de cargas extremas como las producidas por vientos fuertes, sismos o explosiones. Y el mejor modo de disponer este refuerzo a tensión es en un patrón tridimensional, generalmente en los ejes de las columnas, amarrando los pisos entre sí en la dirección vertical y en las dos direcciones horizontales, tal como lo especifica el código ACI en su sección 7 y se ejemplifica en las figuras 78.C y 78.D.

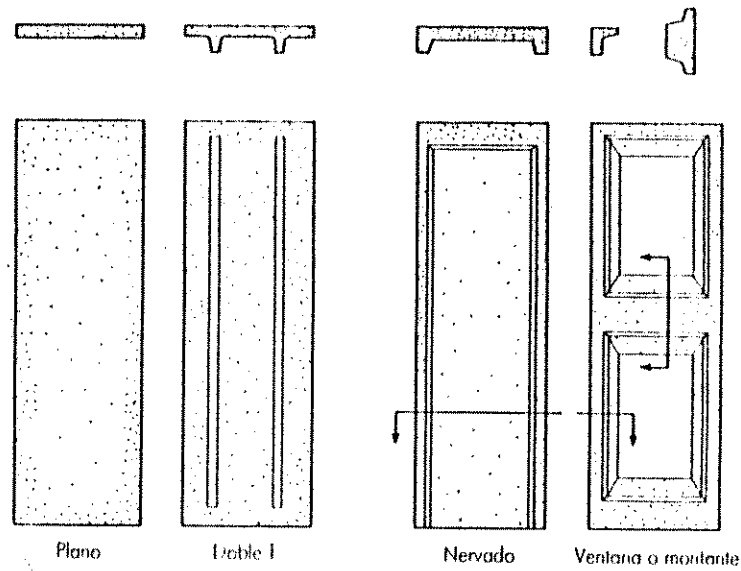


Fig. 76.A:
PANELES DE MURO EN CONCRETO PREFABRICADO.

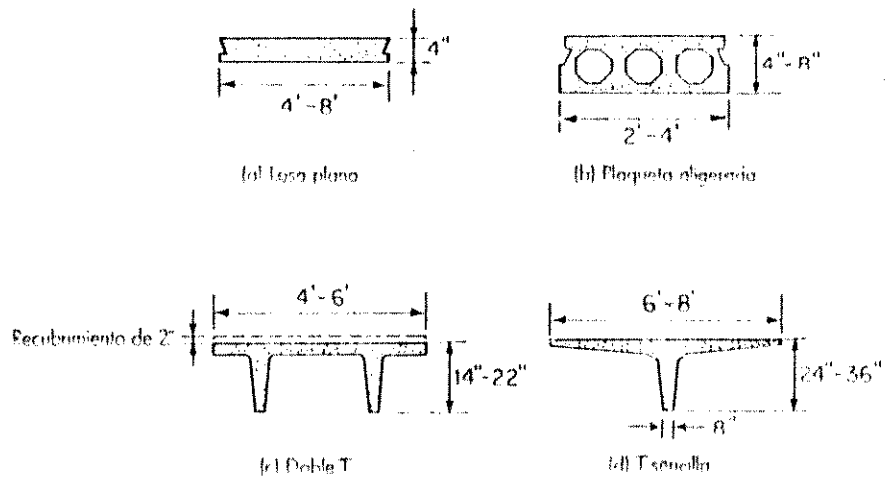


Fig. 76.B:
ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CUBIERTA Y ENTREPISO.

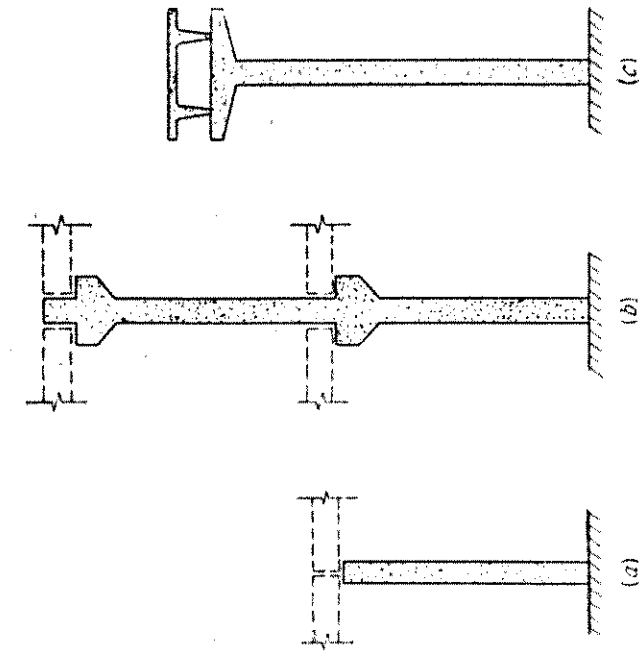


Fig. 36.D:
COLUMNAS PREFABRICADAS DE CONCRETO.

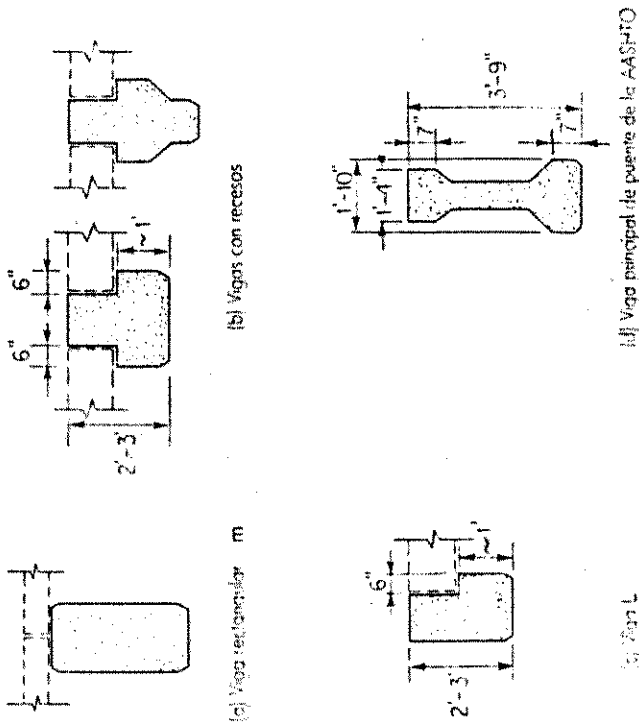


Fig. 76.C:
VICAS PREFABRICADAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS.

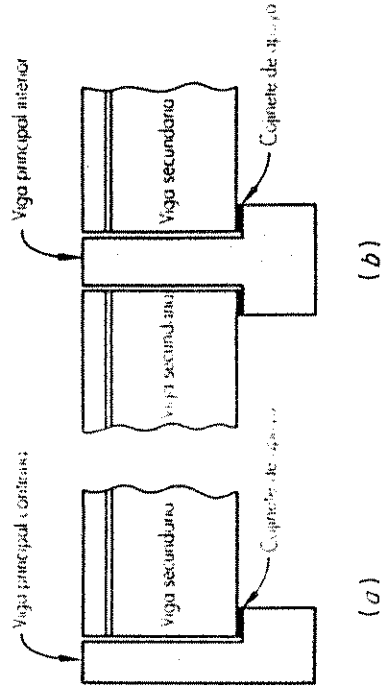


Fig. 76.E:
VICAS PRINCIPALES DE APOYO QUE SOPORTAN VICAS T PREFABRICADAS. (a) VICAS PRINCIPAL EN L QUE SUMINISTRA APOYO EXTERIOR A UNA VIGA T; (b) VIGA T INVERTIDA QUE SOSTIENE LAS REACCIONES DE DOS VICAS T.

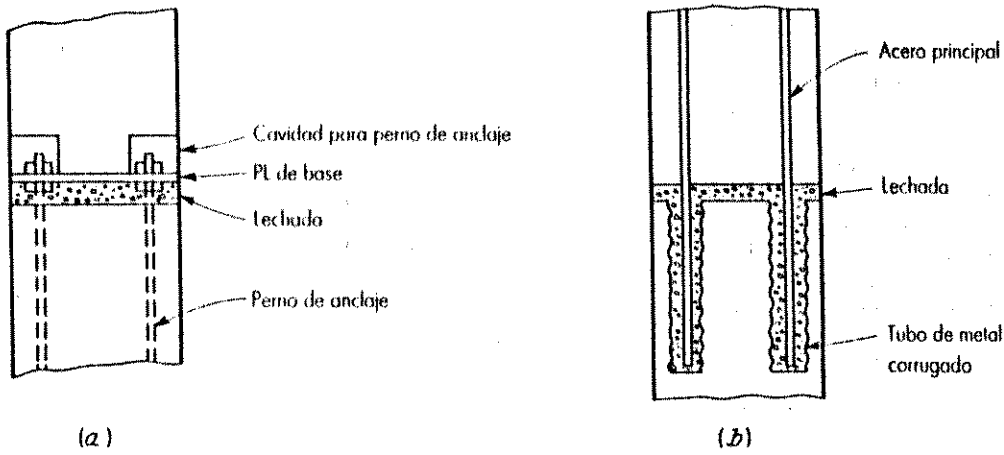


Fig. 77.A:
UNIONES DE
COLUMNA A COLUMNA.

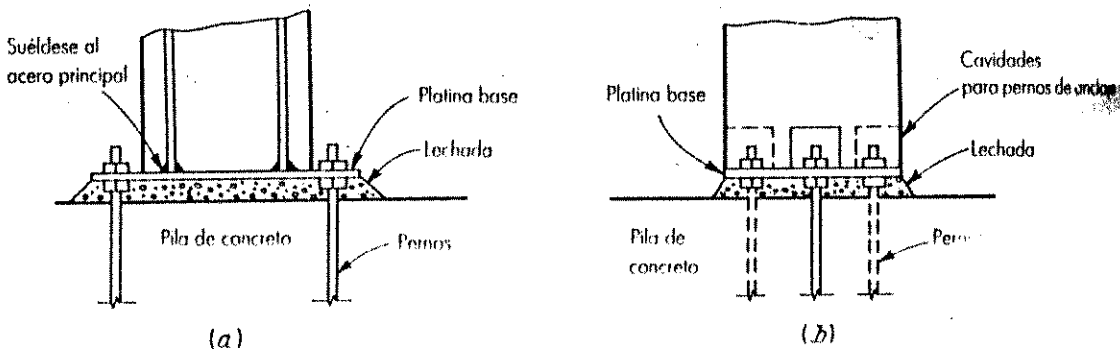
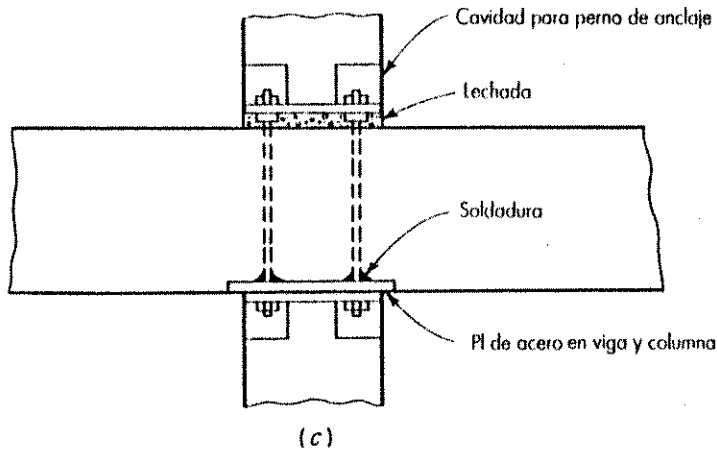
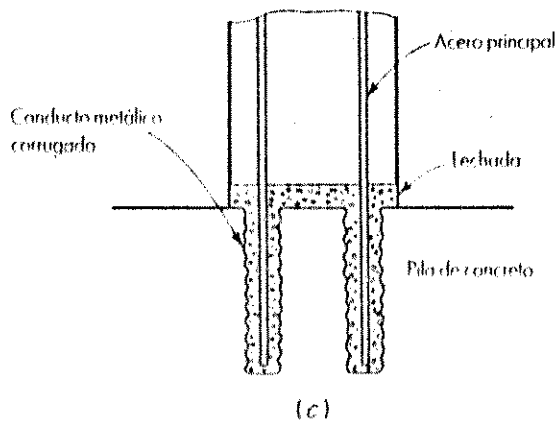


Fig. 77.B:
UNIONES PARA BASE DE
COLUMNAS PREFABRICADAS.



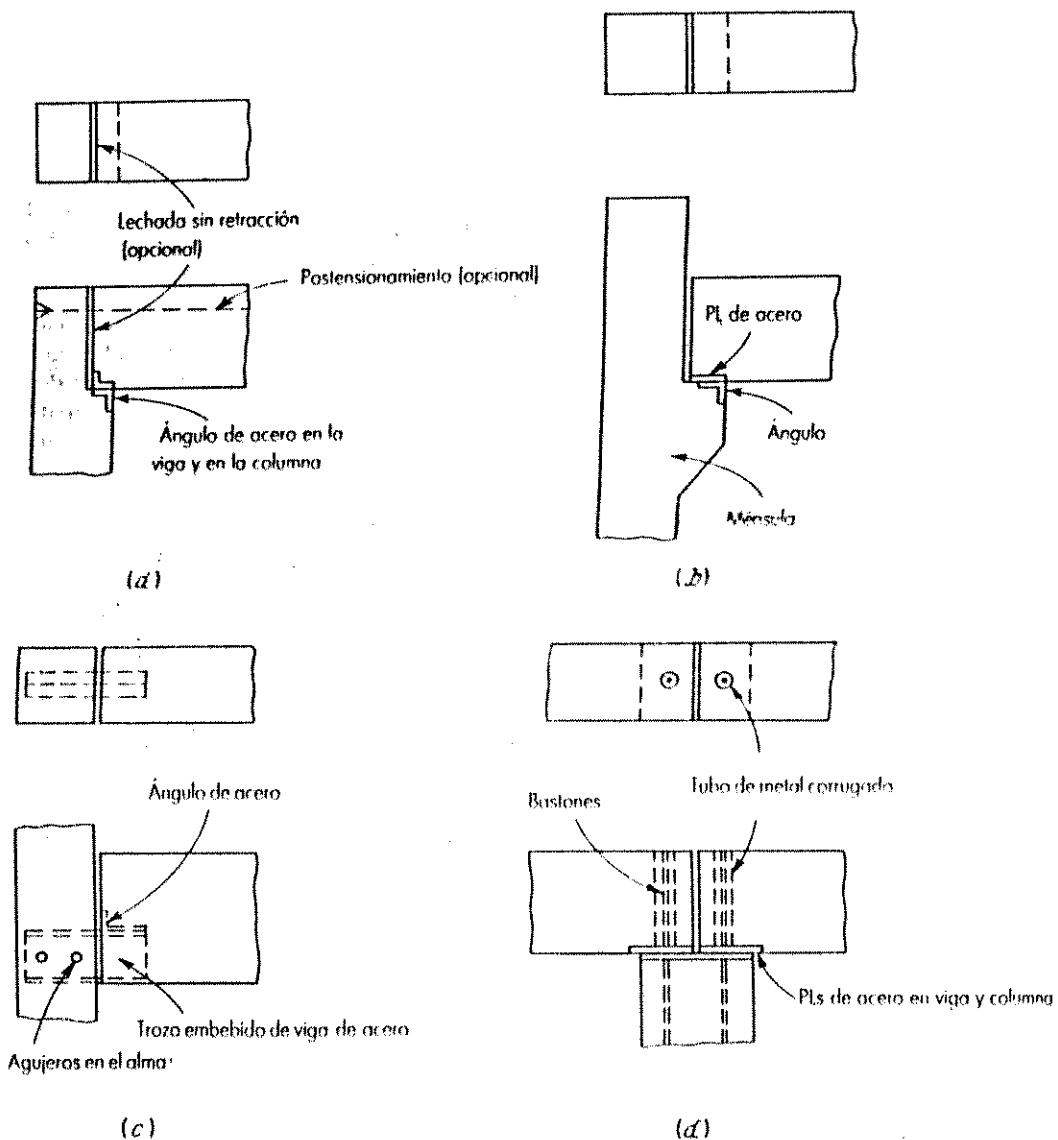


Fig. 77.C:
UNIONES DE VIGAS A COLUMNAS.

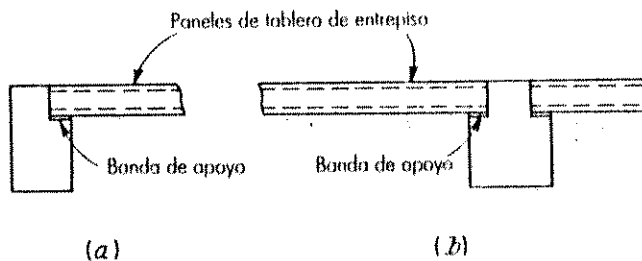


Fig. 77.D:
UNIONES ENTRE LOSA Y VIGA.

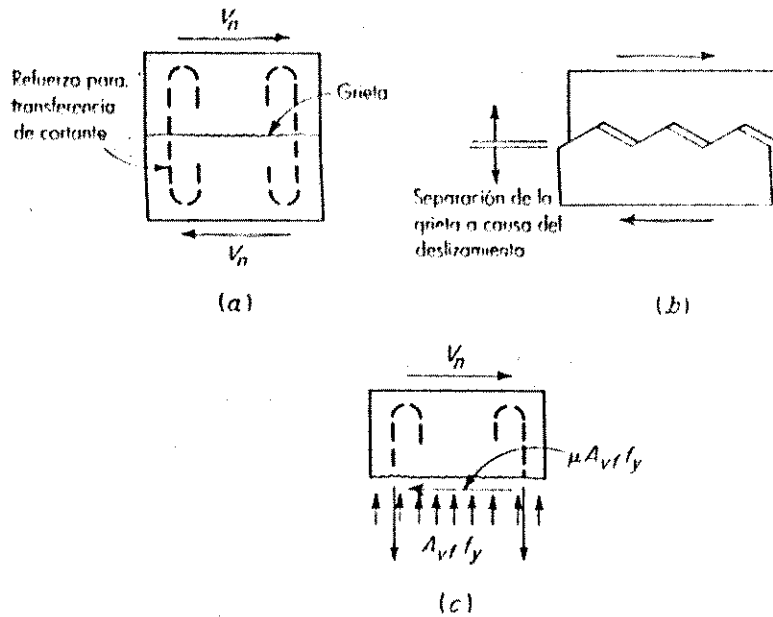


FIG 78.A:

CÁLCULO DE AGRIETAMIENTO EN LA UNIÓN MEDIANTE EL DISEÑO DE CORTANTE Y FRICCIÓN:

(a) CORTANTE APLICADO: (b) REPRESENTACIÓN AUMENTADA DE LA SUPERFICIE DE LA GRIETA; (c) DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DEL CONCRETO POR ENCIMA DE LA GRIETA.

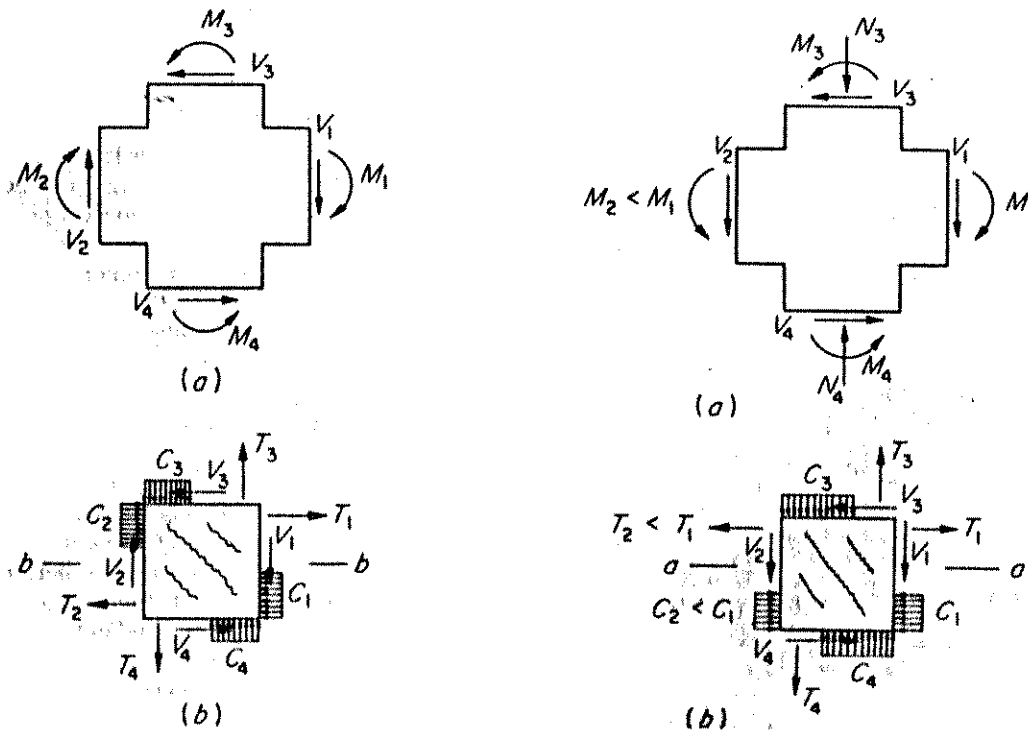


FIG. 78.B:

ESQUEMAS QUE MUESTRAN LAS FUERZAS Y MOMENTOS RESULTANTES DE LA APLICACIÓN EN LA UNIÓN Y LAS FUERZAS INTERNAS OBTENIDAS, TANTO PARA CARGAS GRAVITACIONALES COMO LATERALES.

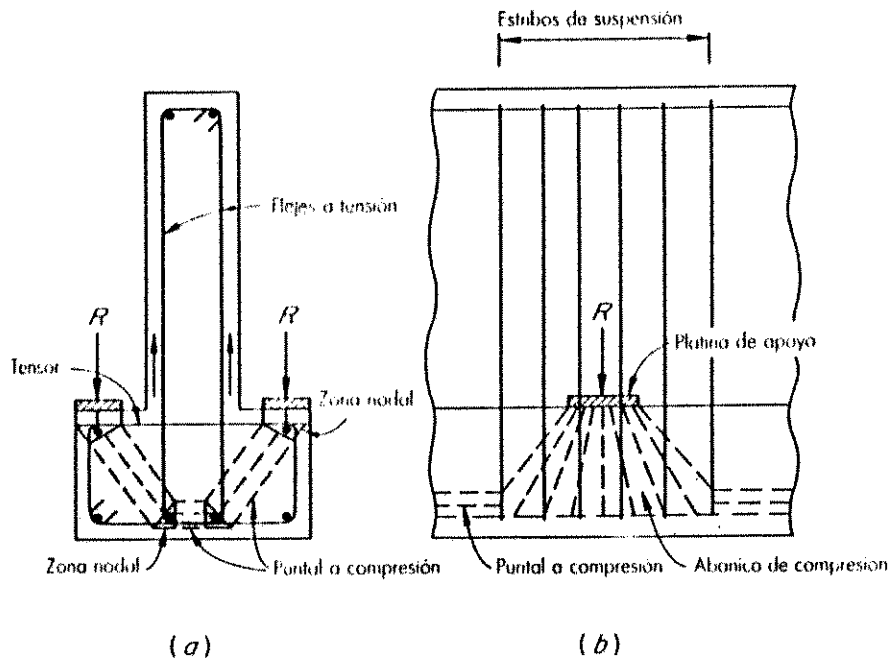


FIG. 78.C:

MODELO PUNTAL-TENSOR PARA EL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA PRINCIPAL DE APOYO EN FORMA "T" INVERTIDA. SECCIÓN TRANSVERSAL, DIAGRAMA DE FUERZAS Y ELEVACIÓN LATERAL.

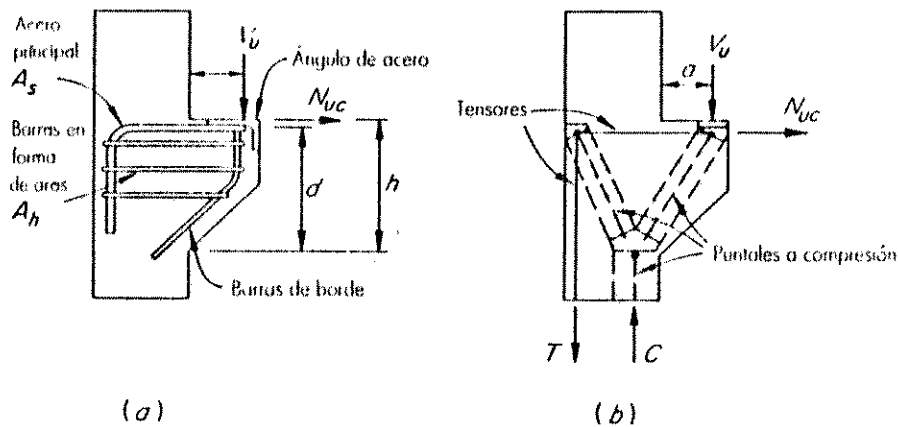


FIG. 78.D:

ESQUEMAS QUE MUESTRAN LAS CARGAS APLICADAS, FUERZAS INTERNAS Y REFUERZO CONTRA AGRIETAMIENTO PARA UNA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO QUE SOPORTARÁ VIGAS PREFABRICADAS.

Las ménsulas se utilizan ampliamente en la construcción prefabricada para soportar vigas prefabricadas en sus columnas. Se diseñan en especial para resistir fuerzas verticales tales como V_u en el extremo de la viga soportada, y tomando en cuenta las fuerzas horizontales que se generan tales como N_{uc} debido a cambios de temperatura o retracción por fraguado.

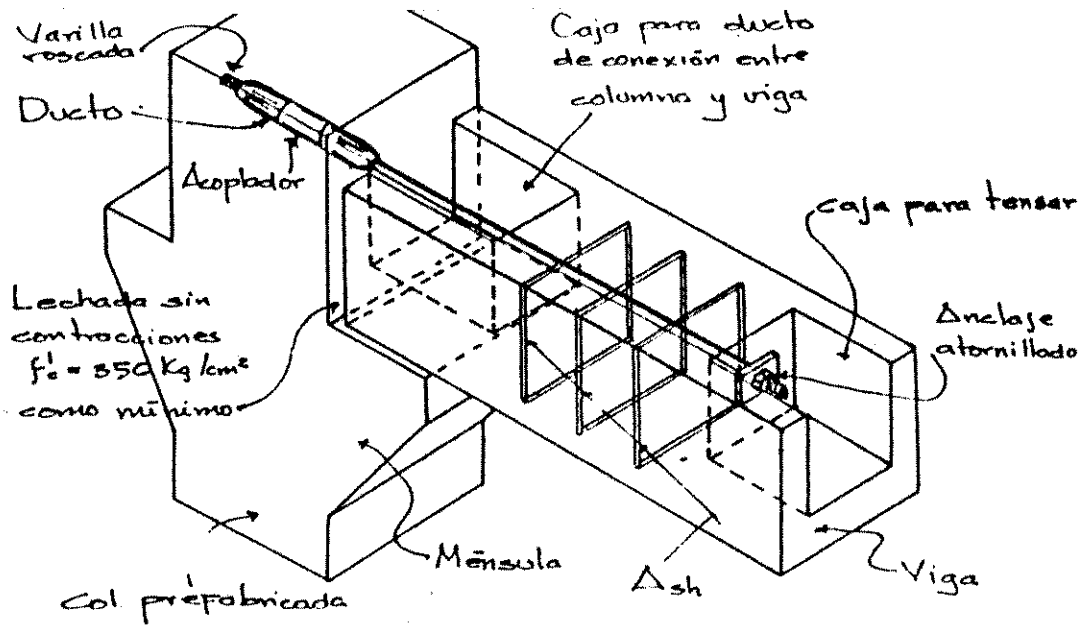


FIG. 79.A:
ESQUEMA QUE MUESTRA EL DISEÑO DE UNA UNIÓN RESISTENTE A MOMENTOS.

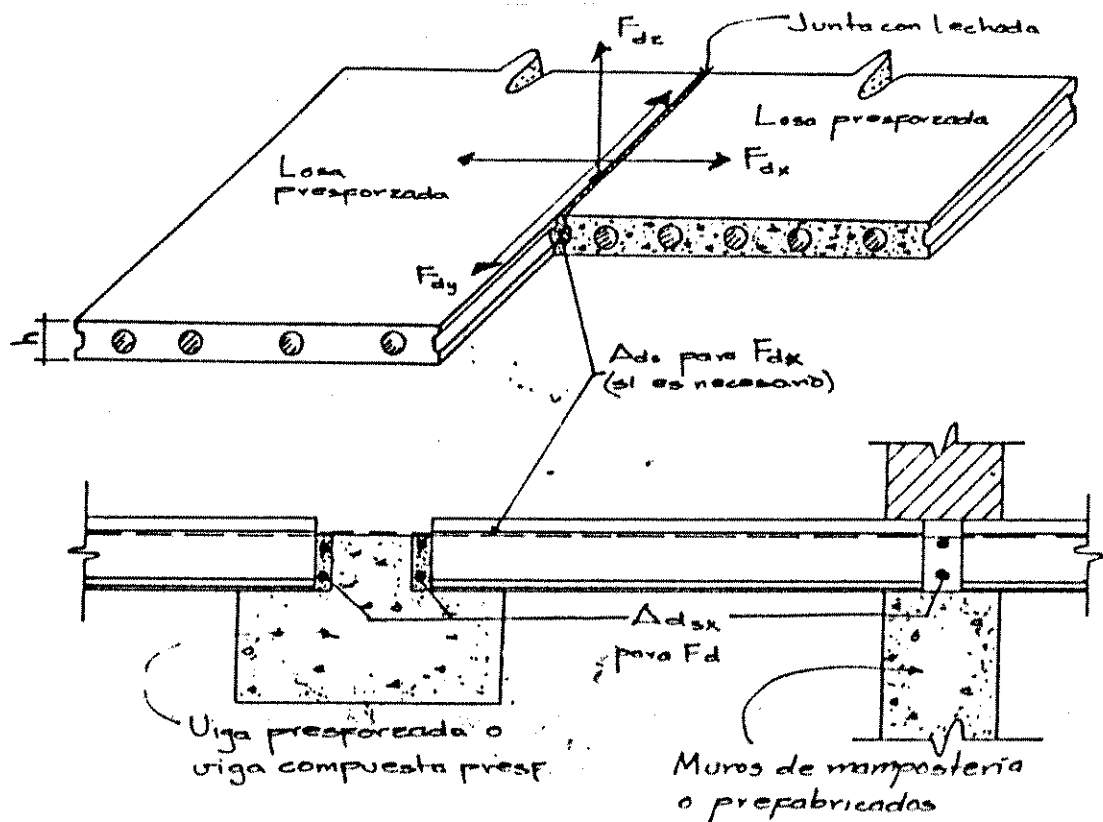


FIG. 79.L:
ESQUEMA QUE MUESTRA EL DISEÑO DE LA UNIÓN ENTRE LOSA PREFABRICADA ALIGERADA "SPANCRETE" Y LA UNIÓN CON VIGAS DE TIPO PREFABRICADO.

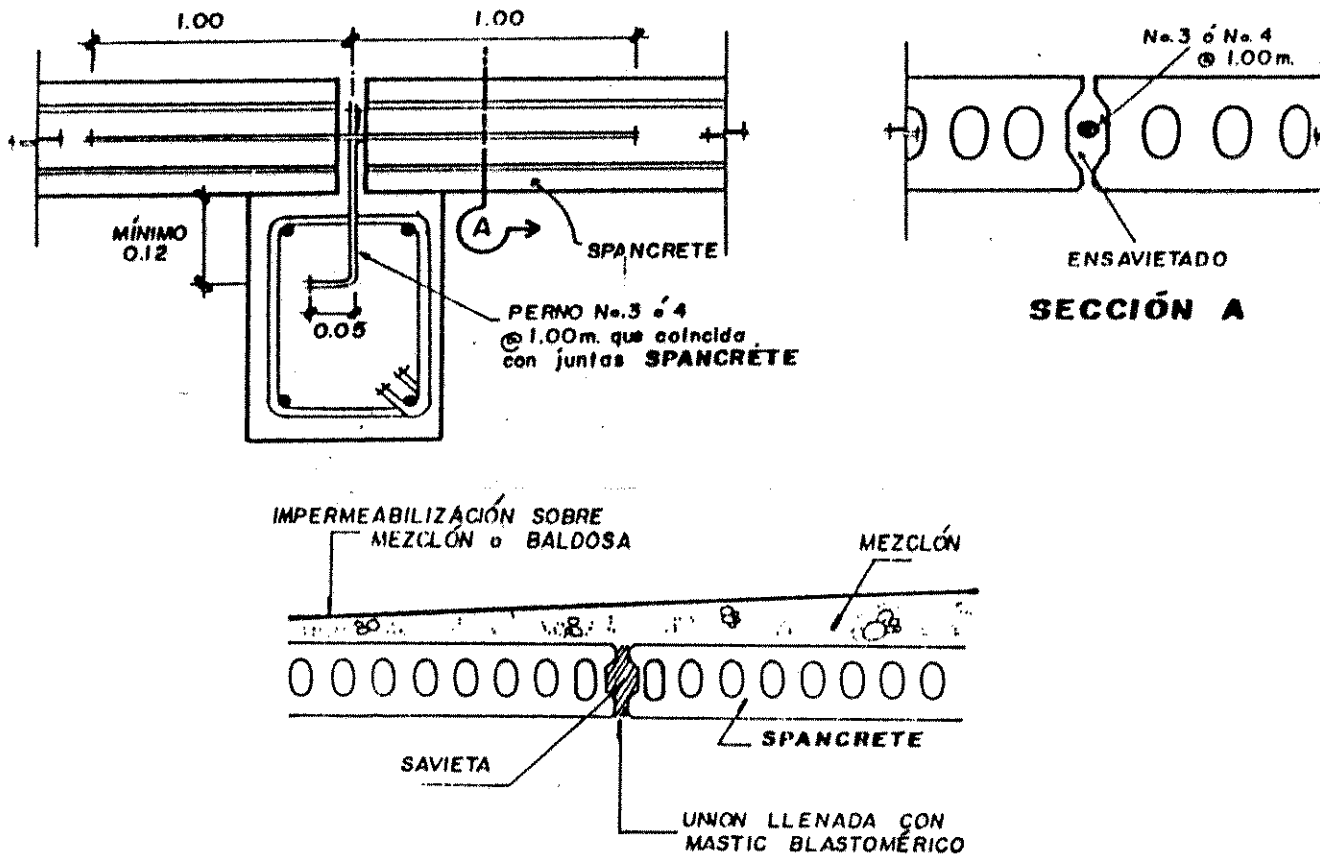


FIG. 79.C:
ESQUEMA QUE MUESTRA EL DISEÑO DE LA JUNTA ENTRE LOSAS DE TIPO SPANCRETE

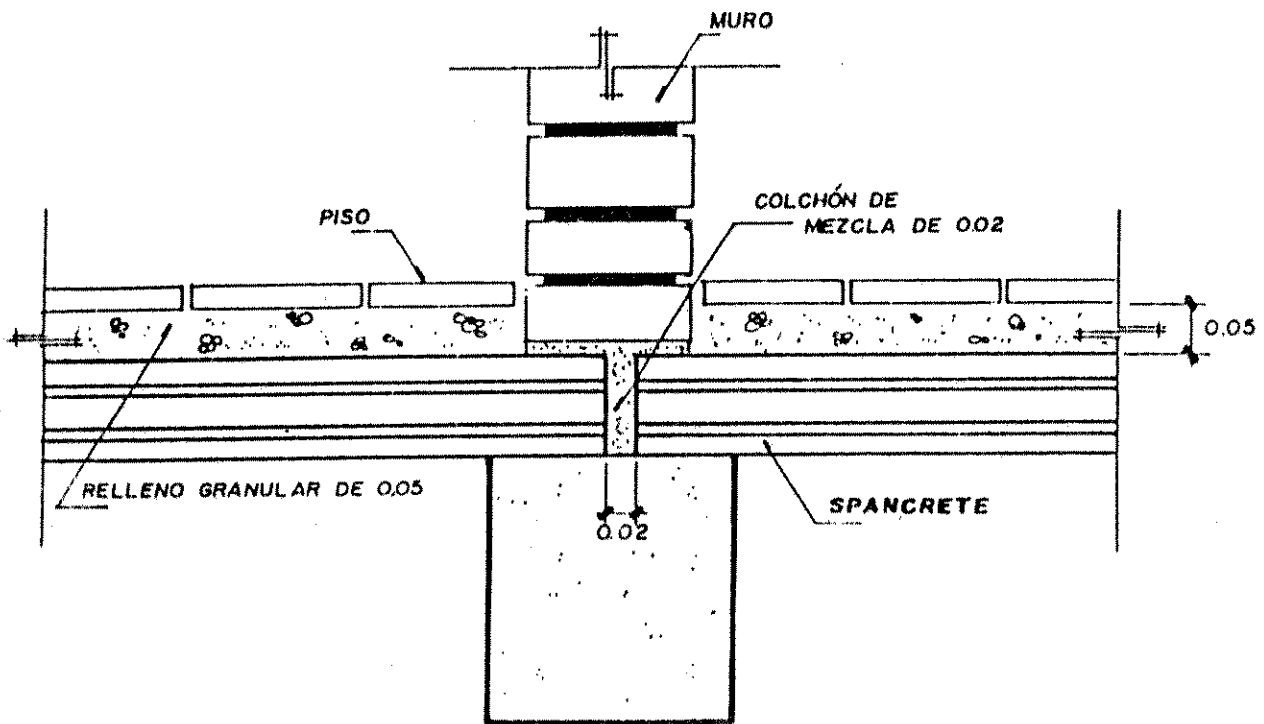


FIG. 79.D:
ESQUEMA QUE MUESTRA EL DISEÑO DE LA JUNTA ENTRE LOSA ALIGERADA SPANCRETE

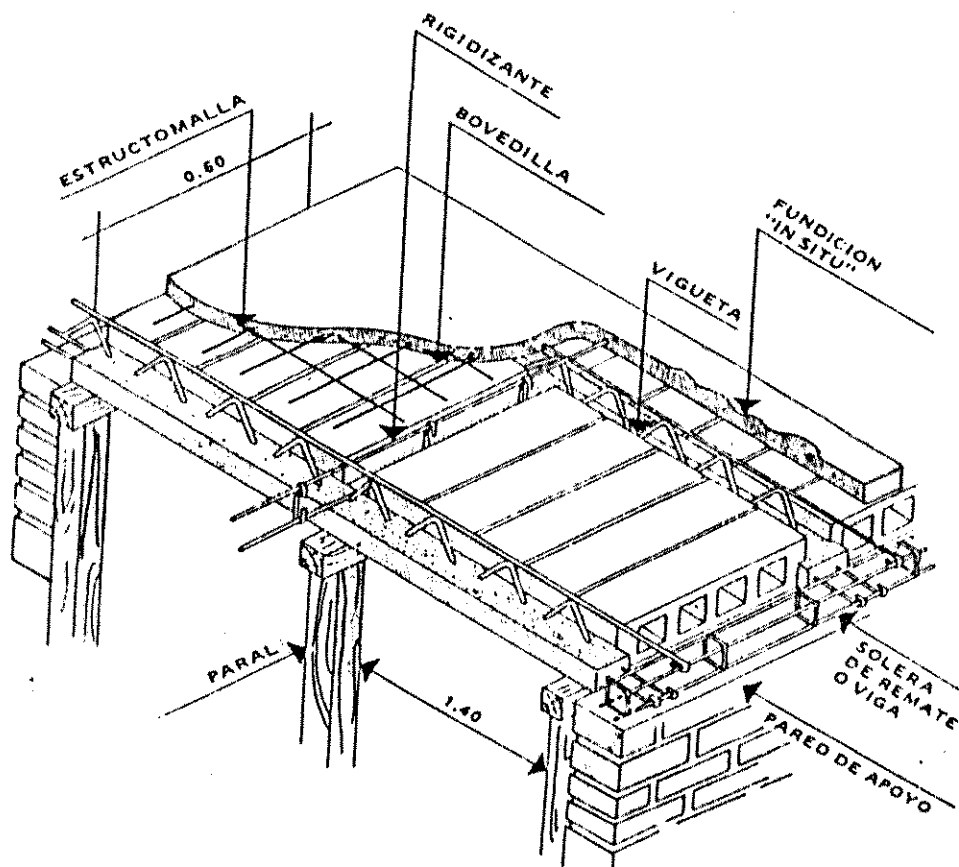
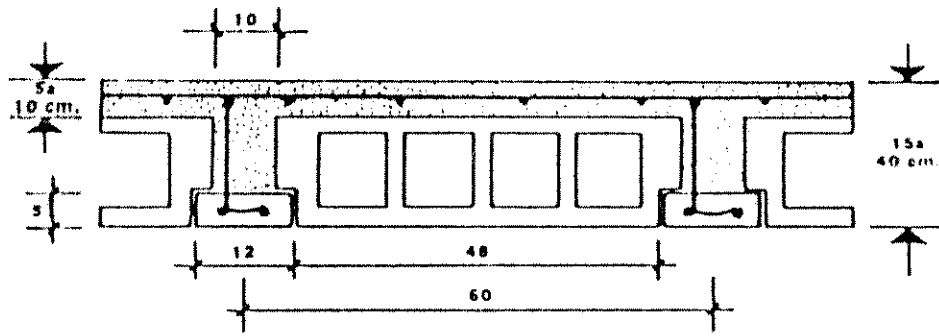


FIG. 79.E:

ESQUEMA QUE MUESTRA EL DISEÑO DE LA UNIÓN EN EL SISTEMA DE VIGUETA Y BOVEDILLA DE POMEZ.

VII. CONCLUSIONES

1. El concreto como material de construcción, es sinónimo de belleza y progreso, además de adaptarse a cualquier molde. Se destaca que el concreto reforzado es un método de construcción con grietas, no conociéndose la forma de hacer concreto que no se agriete. Por lo anterior los investigadores dejan en claro dos aspectos.
 - 1o. Que el agrietamiento no se puede evitar totalmente.
 - 2o. Que sin embargo es posible reducirlo al mínimo.
2. Para prevenir el agrietamiento, o al menos mantenerlo dentro de ciertos límites, no existen reglas fijas, puesto que son numerosas las causas que lo originan. El problema de las grietas se debe tratar como un conjunto no ocupándose únicamente de un solo factor.
3. El proceso de reparación, antes de ser llevada a cabo, necesita de una evaluación previa de la o las causas del deterioro, estado actual de la obra y elección del método de reparación que se estime más adecuado. Para ello es conveniente la realización de encuestas, cuestionarios, información técnica, testigos expertos, etc.
4. El método de reparación a utilizar debe ser seleccionado luego de hacer una eliminación de los métodos disponibles, algunos de los cuales se mencionaron con anterioridad, considerando su efectividad para el tipo de falla, durabilidad, influencia en los alrededores donde será llevada a cabo la reparación, y ante todo su economía.
5. Como se observó a lo largo del segundo capítulo, en la mayoría de los casos la causa de daños no se debe a una sola condición, sino a una combinación de circunstancias, inadecuada concepción y desconocimiento del comportamiento estructural, que se ve reflejada en varios tipos de falla, concluyendo algunas de sus principales causas:
 - 5.1 Fallas por corte:
 - a. Poco refuerzo transversal.
 - b. Mala estructuración, tal como la utilización de elementos de gran rigidez por medio de vigas de claro corto y gran peralte.
 - 5.2 Fallas por flexión:
 - a. Falta de refuerzo longitudinal.
 - b. Debido a compresión excéntrica con respecto a cualquiera de sus ejes ortogonales.
 - c. Esbeltez del elemento.
 - 5.3 Fallas por torsión:
 - a. El uso generalizado de la interconexión de marcos de distintas luces.
 - b. El uso de marcos estructurales perimetrales que son menos rígidos que los interiores.

- c. El uso de vigas principales en una dirección y losas nervadas en el otro.

5.4 Fallas por compresión:

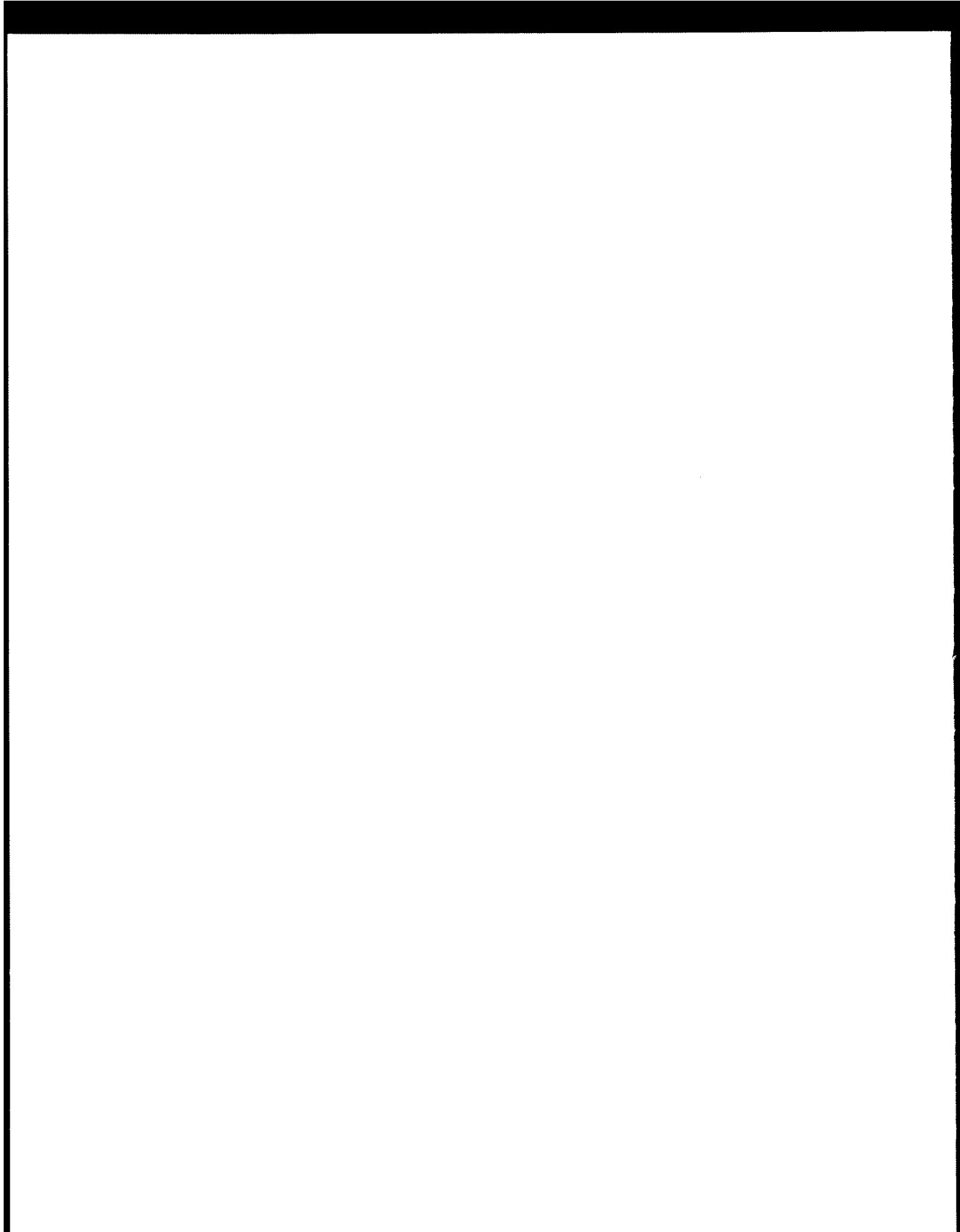
- a. Asentamientos diferenciales.
 - b. Excesiva o inadecuada carga de aplicación en relación a la obtenida en el diseño.
6. La causa de los daños en los sistemas estructurales que utilizan marcos como principal elemento son:
- Deformación lateral que origina una excentricidad de la carga vertical, produciendo momentos adicionales de flexión.
 - La utilización de paredes de relleno no separados adecuadamente de los marcos, produciendo en ellos fallas por tensión diagonal.
7. Los daños estructurales ocurrirán en menor grado si a la edificación se le provee una adecuada ductilidad, situación que se logra a través de confinamiento adecuado en vigas y columnas, ya sea mediante estribos o zunchos.
8. Los muros de corte logran ductilidades bastante altas si se concentra el refuerzo en los extremos y especialmente si se cuenta con un ensanchamiento del muro en esas zonas, en donde debe haber un confinamiento adecuado para evitar el pandeo de las varillas longitudinales.
9. En el caso de elementos prefabricados se concluye que las fallas por lo general se localizarán en las uniones, debido a diversos factores tales como cargas típicas producidas por la gravedad (cargas vivas y muertas), las cargas de viento (si la acción de éste sobre el marco es una de las consideraciones de diseño), cargas sísmicas o cualquier otra carga lateral que pueda afectar a la unión; las cargas debidas a cambios volumétricos por fluctuaciones de temperatura, fluencia, contracción; o las debidas a la fricción, aplastamiento o montaje.

El tipo de falla comúnmente será por esfuerzos de corte, con un patrón horizontal que divide en dos a la unión, y por un patrón diagonal por esfuerzos de tensión diagonal. La solución preventiva a este agrietamiento es proveer de refuerzo perpendicular a la formación de la fisura.

10. La utilización de productos epóxicos puede resultar antieconómico comparado con otros productos; pero casi siempre estos resultan económicos por los beneficios y resultados que se obtienen a través del tiempo, ya que reduce considerablemente los costos de mantenimiento.
11. En las pruebas mencionadas para los productos epóxicos se observó la existencia de mayores resistencias mecánicas en las uniones realizadas, en comparación a resultados obtenidos con probetas enteras (concreto y acero de refuerzo).

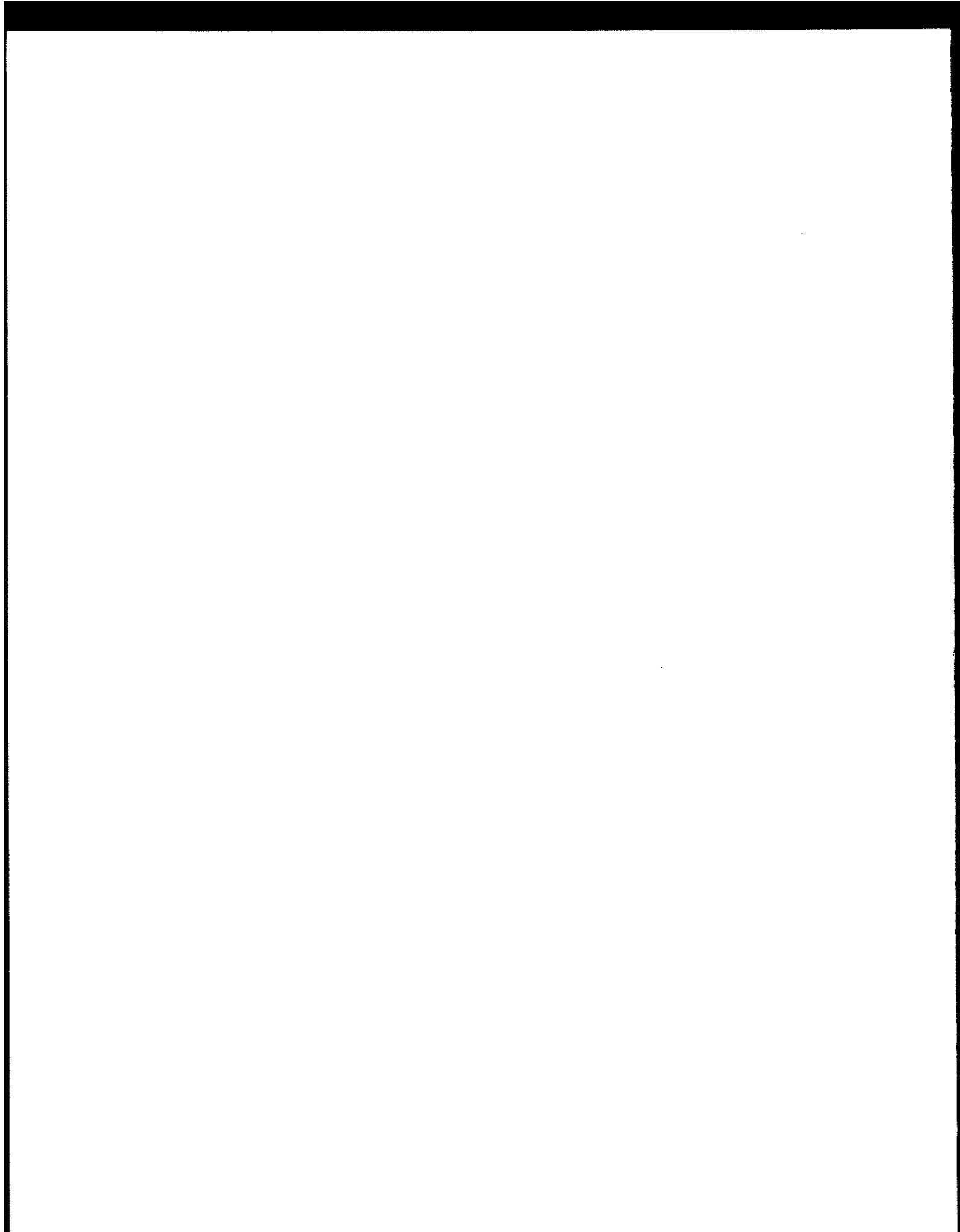
VIII. RECOMENDACIONES

1. En el estudio de posibles causas de deterioro deberán tomarse en cuenta diferentes variedades en que pueda presentarse cada una de ellas, y los factores que entran en juego para la elección de la más probable, analizando primero el rango en el cual se encuentra, tal como son fisuras, disgregaciones y desagregaciones.
2. La intensidad de la falla y los costos implícitos deberán determinarse por completo, a manera de tomar desiciones y estudios del procedimiento a seguir; es decir, si es factible una reparación; la demolición de la edificación, sustituyéndola por otra; o si solamente será necesario hacer una reparación local y disminuir el grado de utilización.
3. Al realizar una reparación es necesario la utilización de personal especializado y con experiencia, tanto en mano de obra como de supervisión, para lograr así un control efectivo de las fallas asegurando que éstas no darán problemas en el futuro.
4. En el primer capítulo se observó que actualmente en Guatemala no se ha prestado mayor atención e importancia a la durabilidad y mantenimiento de las obras y, por lo tanto, se espera que con este trabajo de tesis se le dé mayor atención al problema de la patología, comenzando a prestarle atención a aquellas construcciones que ya sobrepasan los 20 a 30 años de construidas.
5. Se recomienda la utilización de uniones duras o rígidas al diseñar una edificación con elementos prefabricados, con lo cual se obtendrá mayor estabilidad, evitando así rotaciones y movimientos no controlados.
5. En el caso de la utilización de resinas epóxicas se recomienda contratar a personal calificado en su mayoría, tomando las medidas de precaución y manejo pertinentes tanto en el producto como en la higiene en el lugar de trabajo.



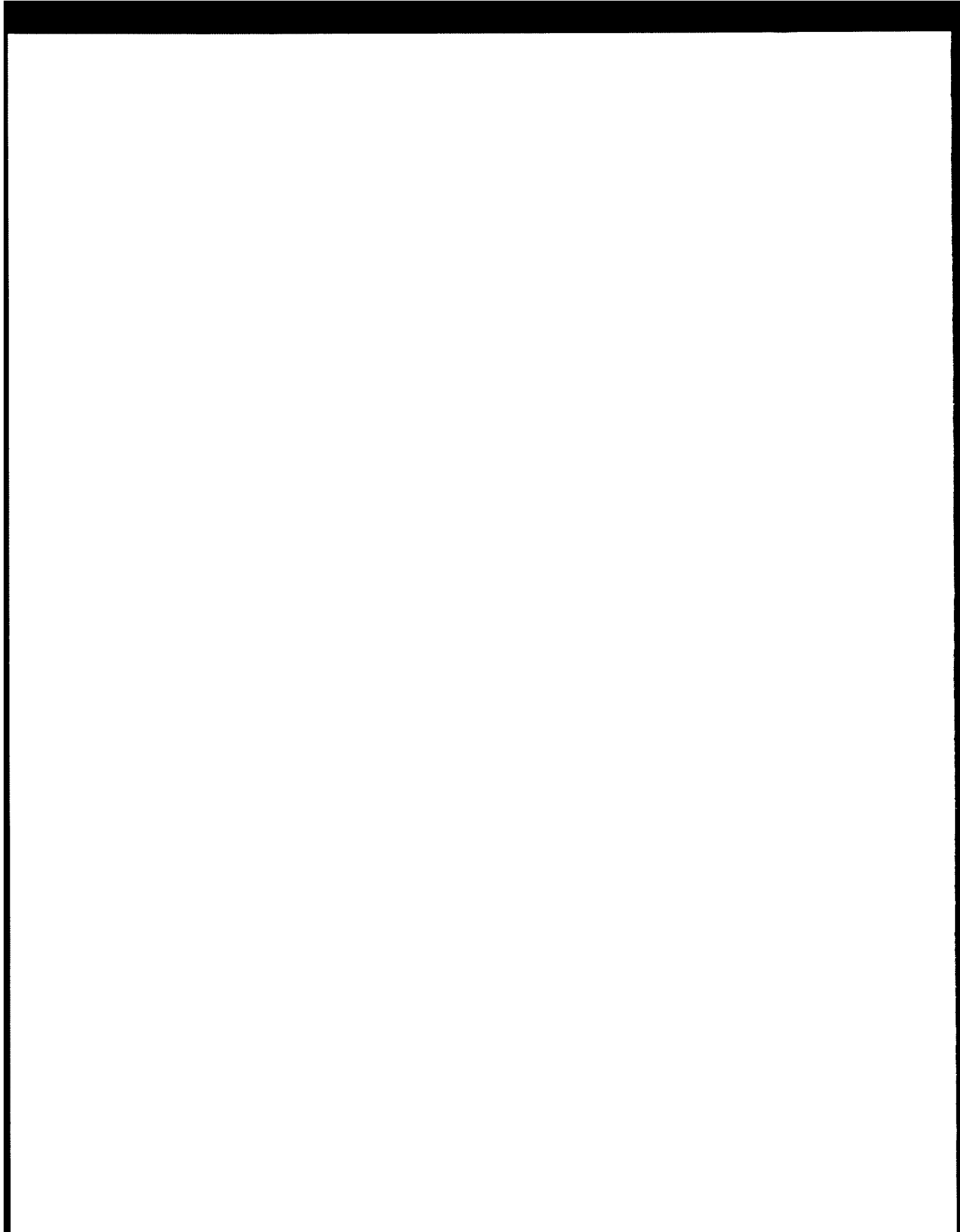
IX. REFERENCIAS

- CASTILLO VÁSQUEZ, José Francisco. Aplicación de las resinas epoxi en la construcción. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,984.
- COMITE ACI 318. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-89) y comentarios. 2a. edición. México: edit. Limusa. 1,991.
- CRESPO VILLALAZ, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 4a. edición. México: edit. Limusa. 1,994.
- GUERRA CUA, Gabriel. Tipos y causas del agrietamiento en el concreto. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,975.
- MEJÍA GUILLÉN, Juan Manuel. Reparación de estructuras dañadas por sismo. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,985.
- PECK, et.al. Ingeniería de cimentaciones. 2a. edición. México: edit. Limusa. 1,993.
- POLO COSSICH, Carlos Hilario. Reparación de estructuras de concreto reforzado. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,974.
- RAMÍREZ CASTANEDA, Juan Antonio. Cálculo y control de grietas flexionantes en vigas de concreto reforzado. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,980.
- RÍOS GODÍNEZ, Fredy Enrique. Principios de la patología y terapéutica del hormigón armado. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,989.
- RIVERA SOTO, Edwin R. Causas, prevención e impermeabilización de fisuras en losas de concreto reforzado. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,986.
- SOTO TOCK, Roberto. Guía de diseño para conexiones de miembros de concreto prefabricado. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,980.
- WINTER, George, et.al. Proyecto de estructuras de concreto reforzado. 2a. edición. México: edit. Continental. 1,989.



X. BIBLIOGRAFÍA

- CASTANEDA T., Roberto. Uso de las resinas epoxi en reparaciones de estructuras de concreto. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,976.
- CHAMPION, S. Failure and repair of concrete structures. New York: edit. John Willey & Sons. 1,961.
- COLLINS, Frank Thomas. Manual of tilt-up construction. Berkeley, California: edit. Know How Publication. 1,955.
- FELD, Jacob. Construction failure. New York: edit. John Wiley & Sons. 1,968.
- GRAMAJO BARRIOS, Edgar Enrique. Grietas en edificaciones de concreto: causas, prevención y control. Caso: proyecto Nimajuyú. (Tesis de aprobación de Ingeniero Civil, Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala. 1,984.
- JOHNSON, Sidney M. Deterioration, maintenance, and repair of structures. New York: edit. McGraw Hill. 1,973.

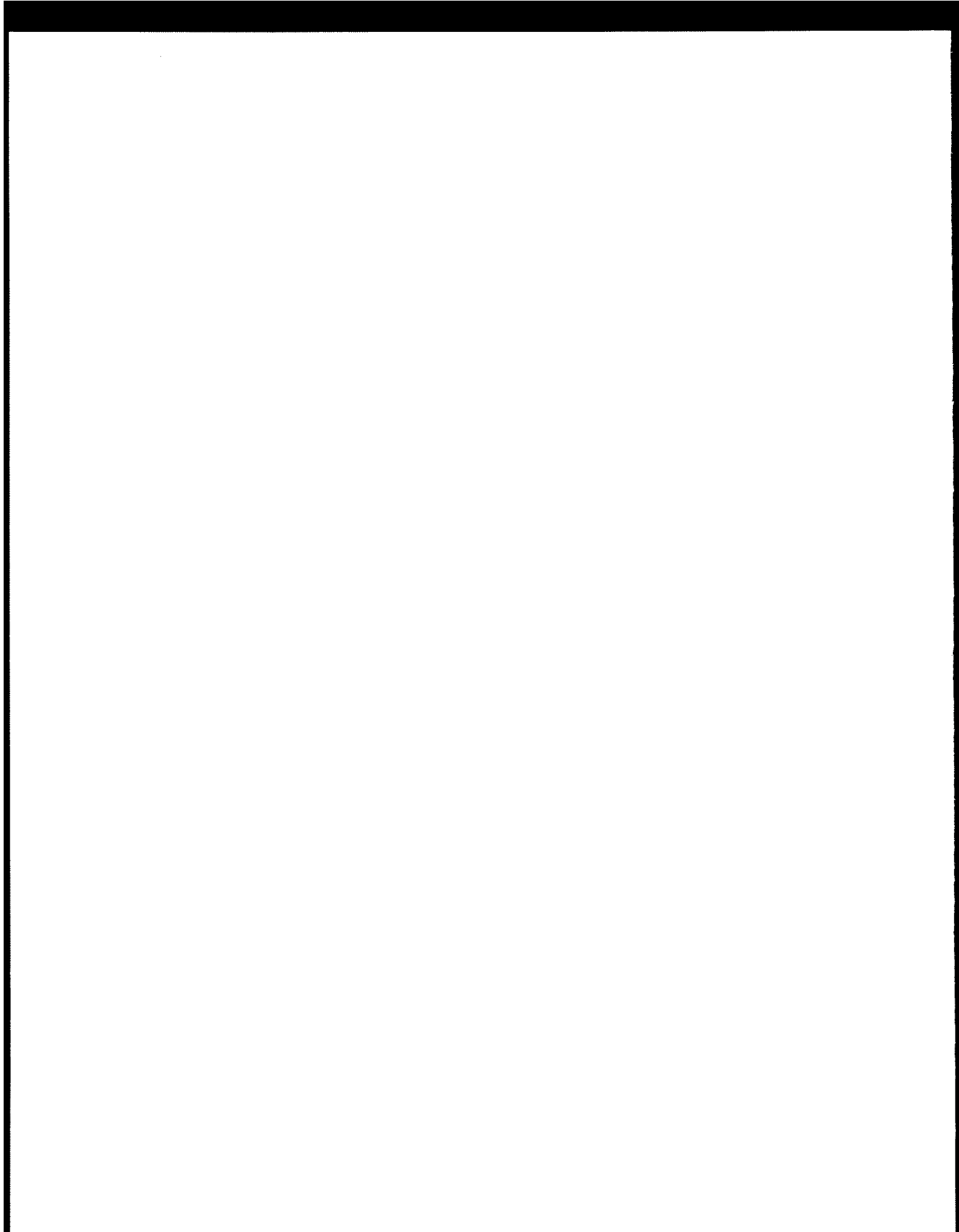


ANEXO.

INFORMACIÓN

SOBRE

PRODUCTOS EPÓXICOS



INFORMACIÓN SOBRE RESINAS EPÓXICAS

Como se indicó en los capítulos anteriores, las resinas epóxicas han desempeñado un papel muy importante en la reparación de elementos estructurales, ya que no sólo se utilizan para sellar grietas o fisuras, sino además sirven para pegar diversos materiales utilizados para reforzar dichos elementos.

A continuación se explica y enumera una serie de características físicas y químicas relativas a dicho producto; además del modo de aplicación y pruebas de laboratorio necesarias para certificar su calidad. Se incluye algo tan indispensable como es la higiene y cuidados a la hora de trabajar con ellos en la reparación de elementos.

1. GLOSARIO

Adhesividad tangencial.

Es la adhesión producida por la resina epóxica al oponerse a los esfuerzos cortantes tangenciales al plano de la unión, y originados en el plano de la unión. La intensidad de la adhesión depende de:

- La calidad del adhesivo a emplear.
- Las propiedades de estas dos superficies.
- El estado de la superficie de los dos materiales a unir, libres de líquidos, polvo o sólidos de poca resistencia que puedan disminuir el efecto de adherencia buscado.

Agentes tixotrópicos.

Son cargas o rellenos que aparte de aumentar la viscosidad de la formulación, le confiere una estructura capaz de resistir esfuerzos cortantes bastante altos. Son utilizados para evitar que se deslicen las formulaciones en las superficies verticales de aplicación.

Cargas o rellenos (fillers).

Son productos que se emplean en las formulaciones para reducir el costo y mejorar algunas de sus propiedades.

Diluyentes.

Son productos que añadidos a las formulaciones permiten disminuir su viscosidad. Estos pueden ser o no reactivos.

Endurecedores o agentes de curado.

Son los materiales que precisan las resinas para su aplicación, así se tienen las resinas flexibles, que en muchas aplicaciones de la construcción resultan imprescindibles y se consiguen empleando endurecedores a base de polinoaminas.

La elección del agente de curado a emplear con una resina viene determinado por:

- Las características de manipulación requeridas en la aplicación que se

- vaya a realizar, tales como: Pot life, viscosidad, exotermicidad, etc.
- Las propiedades buscadas en el sistema de curado, ya sean mecánicas, eléctricas, químicas, etc.
 - El costo del agente de curado.

Los endurecedores más utilizados son las aminas alifáticas tipo dietilentriamina, trietilentriamina, dipropilentriamina, Etc. y las poliamidas tales como: versamides, tiokoles, Etc.

Esteres.

Son los productos originados de la combinación del alcohol y un ácido; se utilizan como plastificantes, ya que permanecen indefinidamente en las películas aplicadas, aún cuando ésta sea curada por medio de calor.

Flexibilizadores.

Son productos que se introducen en el sistema con el fin de disminuir su rigidez y aumentar la flexibilidad, permitiendo que tenga grandes deformaciones bajo cargas y buen comportamiento frente a choques térmicos. En construcción se emplean para evitar que aparezcan grandes tensiones mecánicas debidas a los diferentes coeficientes de dilatación térmica de las formulaciones epóxicas y el concreto. Y al igual que los diluyentes, tienen la propiedad de reducir la resistencia química de las formulaciones, por lo que solo deben utilizarse en pequeñas cantidades.

Formulaciones epóxicas.

Es el material resultante de la combinación de una base como una resina epóxica y de un endurecedor, a los cuales se les agrega agentes modificadores y rellenos (fillers) que han sido previamente seleccionadas de acuerdo a la función que el material realizará en la práctica.

El curado de la formulación epóxica es fruto de la reacción química entre la resina y el endurecedor, los cuales intervendrán en la reacción en cantidades determinadas con una tolerancia mínima, lo que equivale a que una cantidad determinada de resina epóxica le corresponda para su endurecimiento una cantidad determinada de endurecedor. Cualquier exceso o defecto en la proporción determinará debilidad en el producto obtenido.

Materiales de refuerzo.

Son fibras naturales o sintéticas que se emplean en forma de tejidos, fieltros y fibras cortadas, utilizadas como fillers, con el fin de mejorar las propiedades de las formulaciones. Con la aplicación de estos materiales se obtienen productos de mayores resistencias a tensión, compresión, flexión e impacto, además de mejorar su resistencia al calor.

Modificadores.

Son los materiales agregados a la formulación para obtener una gran variedad de propiedades en los productos curados tales como: formulaciones rígidas o flexibles con determinadas características como adherencia o resistencia. Entre estos se encuentran: diluyentes, flexibilizantes, fillers, materiales de refuerzo, pigmentos, etc.

Pigmentos.

Su finalidad es mejorar el aspecto visual de las formulaciones epóxicas, dándole un color determinado. Pueden ser orgánicos o inorgánicos, nunca se pueden considerar como fillers.

Pot life (tiempo útil de empleo).

Al mezclar la resina con el endurecedor se inicia la reacción y prosigue a una velocidad determinada, dependiendo de su capacidad de generar calor, de modo que cada mezcla de resina y endurecedor tendrá un tiempo de aplicación por encima del cual su viscosidad aumenta tanto que el material ya no se puede trabajar.

A una temperatura ambiente de 25°C el tiempo de aplicación es de 45 minutos; por lo cual a mayor temperatura ambiente, menor será el tiempo máximo de aplicación antes que endurezca y sus condiciones de pegado sean casi nulas. Por el contrario, en climas fríos ese tiempo aumenta poco y entonces para conseguir endurecimientos más rápidos hay que recurrir a calentamientos con soplete.

2. ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Las resinas epóxicas básicamente fueron descubiertas desde fines del siglo pasado, iniciando su desarrollo industrial después de 1,920 al aplicarlas en la fabricación de pinturas. Su primera aplicación importante en el campo de la construcción fue en 1,954. La California State Highway Department de Estados Unidos lo empleó por primera vez en carreteras para pegar señales de tráfico a las superficies de rodadura.

En Guatemala se empezaron a introducir los productos epóxicos en los años sesenta, siendo los primeros usos en dársele los de pintura y protecciones contra el ataque de agentes químicos, y debido a su desarrollo comercial hubo necesidad de realizar pruebas en el laboratorio de materiales de construcción del Centro de Investigaciones de Ingeniería, en cuyos archivos se encuentran pruebas con epóxicos que datan del 26 de julio de 1,961.

Entre las aplicaciones de los epóxicos cabe mencionar como pionera a un trabajo de recubrimiento para tanques de fermentación de alcohol en la Fábrica de Ron y Alcoholes de Guatemala, situada en Santa Lucía Cotzumalguapa, (Escuintla), entre los años 1,963 y 1,964; utilizándose un recubrimiento 100 % sólido.

Viendo los magníficos resultados obtenidos, fábricas de alimentos, ingenios y otras lo utilizaron para recubrimientos de los pisos que eran atacados por agentes agresivos.

La primera aplicación en reparaciones estructurales ocurrió en 1,967 al utilizarse en un puente ubicado en Gualán (Zacapa), en donde se aplicó con brocha una formulación para unir concreto nuevo a concreto viejo y tenía un tiempo útil de aplicación de 15 minutos.

En trabajos de recubrimientos epóxicos cabe mencionar uno realizado en Izabal, donde la compañía EXMIBAL lo utilizó para la protección de plataformas utilizadas por montacargas y camiones, además se utilizaron adhesivos para pegar señales de tráfico, dándole excelentes resultados.

En 1,973 el museo de Paleontología de Estanzuela (Zacapa) utilizó formulaciones epóxicas para la protección de huesos en animales prehistóricos.

El máximo desarrollo de las resinas epóxicas fue alcanzado en 1,976 a causa del terremoto que causó grandes daños a Guatemala, en donde cantidades de edificaciones y monumentos históricos sufrieron graves daños. En la reparación de estas construcciones se utilizaron como solución salvadora las "inyecciones epóxicas" en el llenado de grietas en losas, vigas, columnas, etc.

3. DEFINICIÓN

Son compuestos orgánicos o inorgánicos que con la ayuda de endurecedores apropiados forman productos mecánica y químicamente resistentes, dotados de excelentes propiedades de adherencia. Se pueden utilizar para pegar concreto o para soldar trozos de una sección de concreto en servicio fisurados o despegados. Una vez endurecido el compuesto, no se ablanda, no fluye, no exuda, al menos en las condiciones de empleo corrientes. El elemento estructural reparado por este método recuperará todo o parte de su resistencia original.

4. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES

- A. Su retracción térmica y química es muy pequeña.
- B. Rápido endurecimiento a temperatura normal.
- C. Alto grado de adherencia a una gran variedad de superficies y materiales como el acero y el concreto.
- D. Estabilidad de sus características en el tiempo.
- E. Gran tenacidad con excelente durabilidad.
- F. Su reactividad puede regularse dentro de amplios márgenes.
- G. Pueden formar por reticulación una red más o menos flexible pero estable frente a la intemperie y medios agresivos.
- H. Buen comportamiento en servicio frente a los cambios de temperatura y en atmósferas húmedas y/o agresivas dentro de ciertos márgenes.
- I. Poseen excelentes resistencias mecánicas, con baja fluencia al estar sometida a carga mantenida.
- J. Adecuado módulo de elasticidad transversal.

5. APLICACIONES

- A. Entra en la combinación de los materiales para rellenar baches.
- B. Membranas impermeabilizantes.
- C. Pinturas para marcar señales de tráfico.
- D. Pintura anticorrosiva en aplicación a la superficie de concreto para prevenir ataques químicos, etc.
- E. Preparación de superficies resistentes al deslizamiento y al desgaste en pisos de concreto.
- F. Sellado de juntas y grietas.
- G. Adhesivos para unir morteros y/o concretos en reparación, fresco o endurecido, además de unir acero, bronce, latón u otros materiales.
- H. Morteros epóxicos para rellenar ratoneras o zonas sin concreto en las restauraciones y reparaciones.
- I. Pegado de fisuras o trozos de concreto separados.
- J. Reparación de superficies disgregadas.

6. CONSIDRACIONES TERMICAS

La duración necesaria de la resina epóxica depende de la temperatura del aire y espesor del elemento a reparar. El endurecimiento es tanto más rápido cuanto mayor es la temperatura y más abundante la masa. Para producir altas temperaturas con el fin de acelerar el endurecimiento se pueden utilizar los rayos solares, aplicar rayos infrarrojos, o simplemente recubrir la reparación con una placa de metal calentada moderadamente con soplete. La temperatura de la resina en el momento de su aplicación debe estar comprendida entre 20 a 32°C, y la de la superficie de aplicación debe ser superior a los 16°C.

Cuando no se dispone de suficientes datos es aconsejable ser prudente y prever para la reparación de superficies relativamente importantes y juntas próximas, ya que se sabe que existen incompatibilidades térmicas importantes entre los concretos de cemento Portland y los de resinas.

A. Bajas temperaturas. Los productos a base de epóxicos y expuestos a temperaturas bajas, tienen tendencia a fragilizarse. Por lo tanto antes de utilizar estos materiales se debe realizar un estudio detenido para verificar si corren peligro al estar sometidos a bajas temperaturas.

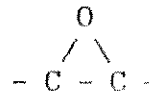
B. Resistencia al fuego. Las resinas epóxicas con compuestos orgánicos resisten mal el fuego no así las sintéticas que tienen compuestos inorgánicos.

C. Lluvia y humedad durante la aplicación. La superficie debe estar seca para que exista una buena adherencia. Si llueve sobre la zona que se está reparando, hay que detener los trabajos hasta que la superficie se haya secado; si la exposición a la humedad se prolonga, se debe aplicar una dosificación suficiente de conglomerante, para que ésta pueda ser absorbida por su superficie, evitando que el concreto reparado sea poroso y heladizo.

7. MATERIALES

Las resinas epóxicas comprenden una gran variedad que va desde líquidos de baja viscosidad sin disolventes, hasta sólidos de alto punto de fusión; están incluidas dentro del grupo de plásticos termoestables. Por sí solas no tienen aplicación práctica en construcción, salvo que vayan unidas a agentes de curado, con los cuales reaccionan y toman la forma que se quiera al transformarse en sólidos duros e infusibles.

Estas resinas se caracterizan por poseer en su molécula uno o varios grupos de carbono y oxígeno con la siguiente forma:



A las resinas epóxicas se les conoce también con los nombres de: Resinas epoxi, epóxidos, epóxicos, etoxilinas, epoxirresinas; siendo la primera la más empleada dentro del campo de la construcción.

La familia de las resinas epóxicas puede clasificarse en cinco grupos

- Eteres glicéricos
- Esteres glicéricos
- Aminas glicéricas

- Alifáticas lineales
- Cicloalifáticas.

De estos cinco grupos se pueden mencionar a los éteres glicéricos con componente dihidroxi, las resinas de poliéster, las acrílicas, los poliuretanos y las resinas epóxicas.

Existen resinas epóxicas naturales y artificiales. Las artificiales consisten en monómeros que al polimerizar por reacción dan lugar a polímeros de cadenas de gran longitud, y que poseen características muy variables de acuerdo con las del monómero o mezcla de ellos, con las del endurecedor o agente de curado que se haya empleado en la reacción.

No conviene utilizar un determinado compuesto orgánico, más que en un caso para el que se haya previsto. Además, el conglomerante debe estar en exceso para que impregne la superficie de aplicación, o como alternativa dar una mano de conglomerante a ésta superficie, como capa ligante.

8. TIPOS DE FORMULACIONES EPOXICAS APLICADAS

- 8.1 ADHESIVOS EPOXICOS
- 8.2 MORTEROS EPOXICOS
- 8.3 RECUBRIMIENTOS EPOXICOS

8.1 ADHESIVOS EPOXICOS

Son productos capaces de unir dos materiales iguales o distintos entre sí, proporcionando uniones muy fuertes cuando se utilizan debidamente en la unión de materiales de la misma o distinta naturaleza tales como: Vidrio, cerámica, concreto, madera, metales y muchos tipos de plásticos. La fuerza adhesiva es tan elevada que en muchas ocasiones al someter la junta a un esfuerzo, el fallo se produce no en la capa de adhesivo sino en los dos materiales que se unen.

Los adhesivos epóxicos están formados por dos componentes fluidos o pastosos que una vez mezclados puede curarse a temperatura ambiente o alta. Estos componentes varían en características e incluso naturaleza, de acuerdo a la aplicación que se vaya a realizar con ellos; pero en general llevan como base una resina líquida de bajo peso molecular por la facilidad de manejo y curado que tienen estas formulaciones. En estos materiales las interacciones iónicas son muy fuertes con la mayoría de los materiales, por el gran carácter polar que le confieren los grupos activos de su molécula. (Ver Figs. A y B).

A. VENTAJAS

- A.1 Unión de una amplia gama de materiales con uniones rígidas o flexibles y manteniendo su resistencia entre los 500C a 1000C.
- A.2 Baja temperatura de curado, y existencia de pequeñísimas retracciones, por lo cual no aparecen tensiones internas en la unión.
- A.3 Baja presión requerida para la unión, siendo necesaria a veces solo la de contacto. Incluso se pueden unir superficies totalmente impermeables al no existir agentes volátiles.

A.4 Las uniones formadas poseen baja fluencia bajo carga prolongada.

A.5 Buena resistencia al calor, aislamiento térmico. corrosión, humedad y agentes químicos.

La aplicación del adhesivo epóxico puede hacerse de varias formas, dependiendo del tipo y volumen del trabajo, pero siempre será preciso que al final de la misma, toda la superficie del concreto esté mojada de resina. El sistema más empleado es la aplicación con cepillo o rodillo, y cuando se trata de hacer aplicaciones en grandes superficies se emplea el sistema de pulverización con pistola de dos componentes.

El espesor de las películas logradas en aplicaciones debe ser como mínimo de 0.15 mm., siendo mucho mayor cuando la superficie del concreto es rugosa y las temperaturas bajas, en cuyo caso puede llegar a espesores de 2.50 mm., a fin de evitar un trabajo excesivo en la extensión de la formulación. Una vez aplicado el adhesivo, se procede en su caso a colocar las armaduras, el encofrado y verter el concreto.

Los adhesivos utilizados en la unión de concretos se clasifican en dos tipos: Los empleados para unir concreto fresco con concreto endurecido y los utilizados en la unión de concretos endurecidos entre sí.

Generalmente se emplean formulaciones con un tiempo útil de empleo de 20 a 30 minutos y un tiempo de pegado de 45 minutos a 3 horas, dependiendo del tipo de la formulación empleada. Las formulaciones deben elegirse de acuerdo al tiempo que se va a tardar en colocar el concreto y con la temperatura ambiente. Si la viscosidad es grande en la formulación, la mezcla de los componentes se hace con dificultad, la aplicación es difícil y la facilidad de extensión de la formulación es baja; si por el contrario, la viscosidad es baja, el adhesivo es absorbido por el sustrato, obteniéndose como consecuencia de esto, una calidad de unión muy deficiente.

B. UNIÓN ENTRE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO

La unión de concreto endurecido entre sí es de suma importancia en la construcción, ya que permite dar continuidad a la unión de elementos prefabricados, siendo ésta otra de las aplicaciones de los adhesivos epóxicos, que varía desde pequeñas piezas hasta las muy voluminosas, lo que permite transportar piezas unidas sin necesidad de usar cables de tensado y al igual de que si se tratase de un conjunto monolítico.

Las ventajas obtenidas permiten simplificar los procedimientos actuales de unión, reducir mano de obra, tiempo de montaje, asegurar una perfecta estanqueidad de agua y vapor, reducir el espesor de las juntas de unión, etc.

Si estas superficies a unir son muy planas y perfectas, se emplearán formulaciones de baja viscosidad que tienen la ventaja de fácil extensión, pero si presentan irregularidades o dejan huecos entre ellas, las formulaciones deberán llevar fillers y ser tixotrópicas. Si las superficies son porosas, entonces la formulación puede ser absorbida por los poros del concreto antes de que haya alcanzado su punto de endurecimiento, en cuyo caso es necesario aplicar previamente una capa de imprimación epóxica, y antes que este haya endurecido dar la correspondiente capa de adhesivo.

Las aplicaciones se hacen generalmente a mano mediante cepillo, rodillo

o pincel; pero en muchos casos es preciso extender la formulación con espátula. La aplicación debe hacerse sobre las dos superficies a unir, extendiendo el adhesivo lo más perfectamente posible para que moje bien los sustratos. La superficie aplicada se pondrá en contacto y se presionará, impidiendo cualquier movimiento relativo entre ellas que pueda debilitar esta unión durante un tiempo mínimo 24 horas; pues, aunque el tiempo útil de aplicación de la formulación es menor de una hora, la reacción química total entre los dos componentes es más lenta, requiriéndose un tiempo mínimo hasta que se alcancen resistencias que permitan que queden unidas las piezas. Las resistencias finales se pueden alcanzar de cuatro días a una semana después de la aplicación.

C. UNIÓN DEL CONCRETO CON PIEZAS DE REFUERZO METÁLICO MEDIANTE EPÓXICOS

Esta posibilidad es muy rentable en la realización de refuerzos de elementos estructurales ya construidos y en los que, por defectos de cálculo o de ejecución, se haya colocado una armadura inferior a la necesaria, o bien cuando siendo ésta suficientemente apta para las condiciones estimadas, los elementos estructurales se han de someter por necesidad de uso a condiciones más severas. En este caso el adosar una armadura externa en forma de platina pegada al concreto con resina, puede ser la solución ideal y la más económica.

Se han realizado ensayos referentes a la unión acero-concreto destinadas a determinar la eficacia de estas uniones frente a los esfuerzos cortantes, tensiones y compresiones producidas por momentos flectores, siendo en todos los casos los resultados muy satisfactorios.

Las formulaciones para la unión de acero a concreto deben reunir características especiales tales como: Baja retracción, buen comportamiento frente a los cambios de temperatura dentro de ciertos márgenes, Etc.; todas éstas dependiendo en forma decisiva del tratamiento previo de las piezas a unir, especialmente en lo que respecta al acero.

8.2 MORTEROS EPÓXICOS

Son conglomerados que se forman al mezclar íntimamente arena con un conglomerante. La formulación aglomera el árido, creando, gracias a su excelente adhesividad, un mortero de elevada resistencia; la cual depende de:

- La clase de árido empleado.
- La relación resina/árido.
- La granulometría del árido.

En los morteros pobres la resina tiene por misión unir los granos del árido entre sí, mojándolos y recubriéndolos completamente con una película epóxica.

La granulometría del árido tendrá una gran influencia en la cantidad de resina que haya de emplearse. La viscosidad de la formulación influye en la cantidad de resina a emplear, ya que cuando son muy fluidas admiten mayores cantidades de árido que cuando son viscosas.

Una de las propiedades de los morteros epóxicos es que alcanzan rápidamente las resistencias finales, manteniéndose de una forma estable a lo largo del tiempo. Ver Figs. C y D.

Otra de las características requeridas en la formulación que se emplea en combinación de los áridos es tener una buena adherencia, con lo cual se disminuye el frotamiento interno entre los componentes de la mezcla, que una vez colocado en obra y endurecido mejora la compacidad del producto y sus resistencias mecánicas.

Entre las aplicaciones de los morteros epóxicos se encuentran:

- Sellado de grietas en estructuras de concreto.
- Reparación de pisos y pavimentos de concreto mediante bacheo.
- Anclaje y fijación de maquinaria, estructuras y equipo a sus fundiciones de soportes metálicos a su cimentación, sustituyendo a los tradicionales pernos.
- Fijar anclajes a los cimientos de concreto.
- Sujeción de máquinas.
- Fijar anclajes que aten las placas de asiento de soportes metálicos.
- Rellenar orificios practicados en muros, y en los que entren voladizos u otros elementos estructurales.
- fijar anclajes en piezas pesadas de concreto, o piezas que han de ser transportadas de un lugar a otro por medio de grúas.
- Producción de pisos industriales que han de resistir grandes acciones mecánicas o químicas.

La extensión del mortero epóxico generalmente se hace a mano y con una paleta para extender, debido a que este sistema proporciona un buen acabado y difícil de obtener con otros procedimientos.

La relación formulación/árido del mortero epóxico depende del tamaño máximo del árido empleado. Si se trata de un mortero de arena, la relación normal es de 1:5 a 1:10 partes en peso. Pero si se trata de un concreto epóxico, esta relación puede llegar a valores del orden de 1:20, con la consiguiente economía de resina y la correspondiente reducción de la retracción y coeficiente de dilatación térmica.

También es conveniente que la granulometría de los áridos y las partículas deben tener un tamaño máximo que no exceda de $\frac{1}{3}$ la profundidad media de la porción a rellenar, sin embargo es recomendable no pasar de 25 mm. para concreto epóxico ni 2.5 mm. para morteros epóxicos. En ambos casos el tamaño mínimo del árido queda limitado por el retenido del tamiz de 0.15 mm.

8.3 RECUBRIMIENTOS EPOXICOS

Tienen una gran aplicación en la protección de depósitos destinados a contener aguas corrosivas, destiladas, productos alimenticios, cerveza, vinos, leche, aceites y otros productos como el petróleo, y en general aquellos que corroen al concreto o acero. Igualmente estos revestimientos son capaces de mejorar sus condiciones de trabajo al mejorar las características mecánicas superficiales de estos materiales, o bien cuando se pretende crear barreras impermeables a la humedad. También se aplican en pinturas o barnices diluidos con solventes.

Los esteres epoxi son los más ampliamente utilizados en todos los recubrimientos epóxicos, bien como acabados claros, primarios o revestimientos superficiales y se pueden combinar con resinas de varios tipos para obtener acabados de horneado, acabados transparentes o pigmentados. En el caso de los pigmentados para alcanzar un alto brillo, semi-brillante o bien acabados mate.

9. PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN DE LAS RESINAS EPÓXICAS

9.1 PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE DE APLICACIÓN

Es esencial que esta superficie sea muy resistente. La misma resina es muy resistente, y todo punto débil en el concreto subyacente puede anular la resistencia de la reparación.

La superficie destinada a recibir la reparación debe estar perfectamente limpia, seca y libre de lechada o mortero débil. Cuando existe la posibilidad de que las superficies se encuentren en contacto con cargas hidrostáticas o de fenómenos capilares, una capa de caucho o una de polietileno, aplicada bajo carga, sobre la parte a reparar durante toda una noche permite evaluar la cantidad de agua que se filtra a través de la superficie; tras lo cual se retira, observándose si la humedad se ha acumulado bajo él, pudiendo ser necesario secar la superficie y el concreto subyacente, antes de aplicar el material de reparación, o utilizar como material un compuesto que conserve sus propiedades en medio húmedo.

9.2 MEZCLADO DE LA FORMULACIÓN

Los componentes del producto adhesivo deben estar perfectamente mezclados. Una técnica muy interesante para obtener una mezcla perfectamente homogénea consiste en colorear los componentes, de manera que presenten tonalidades muy diferentes, y una vez mezclados, el compuesto debe presentar un color uniforme. La cantidad de material mezclado no debe ser superior a la que recomiendan los fabricantes, debido a que un aumento de volumen produce un endurecimiento acelerado por desprendimiento de calor.

Quando la resina epóxica se utiliza como conglomerante del concreto, la mezcla puede realizarse a mano o mecánicamente, cuidando de no contaminar el compuesto realizando el mezclado con herramientas utilizadas para otro fin; tampoco hay que añadir arena ni agregado antes de haber proporcionado el conglomerante.

9.3 MÉTODOS PARA LA PUESTA EN OBRA DE LA FORMULACIÓN

A. VACIADO Y SELLADO

Ver Fig. D. La superficie de la junta vaciada debe ser limpiada previamente con agua. Cuando el vaciado no ha atacado mas que una cara de la fisura, es indispensable limpiar el lado no rascado de toda grasa, aceite, o todo cuerpo extraño. Luego hay que dejar secar la fisura antes de colocar el material de sellado.

La operación de vaciado consiste en seguir el trazado de la fisura con una sierra adecuada al concreto, abriendo la fisura en una anchura suficiente para que el material de sellado pueda penetrar. En superficie, la anchura mínima debe ser de 6 mm., pues es difícil tratar juntas mas estrechas.

La aplicación de este método es en redes de pequeñas fisuras como a las grandes fisuras aisladas, no permitiendo obturar fisuras sometidas a fuertes presiones hidrostáticas, salvo sobre la cara de la superficie a presión, de manera que el agua o el agente destructor no pueda penetrar en la masa de concreto y producir alteraciones secundarias, tales como podría ser un ataque químico o corrosión de las varillas de refuerzo.

B. INYECCIONES EPOXICAS

Es la técnica más empleada en reparación de elementos estructurales. En el caso de las grietas "muertas", no se presenta ningún problema de reparación mediante inyección. En el caso de grietas "vivas", su amplitud con el tiempo es variable, por lo que no se prestan a la reparación mediante inyección.

La eficacia de una reparación mediante inyecciones epóxicas se puede medir por la extracción de testigos cilíndricos, considerándose satisfactoria cuando los ensayos confirman una penetración de la formulación de por lo menos un 90 % de la profundidad de la grieta.

El espesor de la capa adhesiva tiene una importancia trascendental en la resistencia a tracción de la unión.

B.1 INYECCIÓN POR GRAVEDAD

Este sistema es aplicable a fisuras sobre superficies horizontales de 1.5 mm. de ancho como mínimo. Se recomienda abrir un pequeño canal a lo largo de la fisura. Después de la limpieza, se riega sobre el canal la resina epóxica por tramos, evitando la formación de cámaras de aire que impidan la penetración del producto. En caso que una fisura atravesase de un lado a otro la totalidad del espesor del elemento, se debe sellar la fisura por la parte inferior con resina epóxica en forma de gel.

B.2 INYECCIÓN POR PRESIÓN

Este método es aplicable cuando el ancho de la fisura es menor a 1.5 mm. o cuando la reparación se hace en superficies de contrapresión, no así cuando las partes a reparar se encuentran muy deterioradas. Su efectividad para restaurar la adherencia entre el concreto y el refuerzo de acero es dudosa.

El procedimiento de reparación aplicado es el siguiente:

- (a) Se colocan pequeñas cantidades de cinta adhesiva en forma transversal a lo largo de las grietas.
- (b) Se cubren las grietas temporalmente con una resina ligera a manera de sellarlas, dejando una válvula de cobre a lo largo de la fisura cada 20 cm., o con una separación de acuerdo con la anchura y profundidad de la grieta; las cuales se fijan con la resina epóxica en agujeros perforados con anterioridad. Esta válvula debe tener rosca y de un diámetro tal, que se puede acoplar en ellos el inyector.
- (c) Tan pronto como la resina empieza a endurecer, se quita la cinta adhesiva, mostrándose así la longitud de la grieta (puntos sangrados).
- (d) Antes de proceder a la inyección es preciso esperar unas 24 horas para que la capa de sellador haya endurecido. Enseguida es recomendable asegurarse que las grietas estén libres de polvo, arena, etc., lo cual se logra soplando a través de todas las boquillas de succión con aire comprimido, debiendo estar cerradas todas las boquillas a excepción de dos: La primera por donde el

aire es introducido y otra adyacente por donde saldrán los residuos de polvo.

- (e) Cuando se termina el proceso de sellado, se procede a la inyección por medio de una bomba de presión. La resina epóxica debe penetrar en la fisura, iniciándose en la primera válvula hasta que el producto empiece a salir en la siguiente, luego se pasa a ésta, repitiendo el proceso hasta llenar completamente la fisura. La presión es variable, de acuerdo al ancho de la grieta y la viscosidad de la resina a introducir; pero por lo general ésta es de 5 Kg./cm².
- (f) En el caso de inyectar superficies verticales, ésta se inicia por la boquilla más baja y se continua hasta que empieza a salir por la boquilla inmediata superior, la cual actúa como rebosadero y eliminador de aire de la grieta.
- (g) Una vez terminada la inyección y endurecida la resina, se quita la capa de sellador, quedando como testigo de la reparación un hilo incoloro de resina.

C. APLICACIÓN CON BROCHA O RODILLO

Cuando la resina epóxica se utiliza como capa de imprimación o como pegamento, puede aplicarse con brocha o rodillo con bastante fuerza. Es usual cubrir de 0.6 a 1.0 m²/litro, y algunas veces mucho menos si la superficie es rugosa. Se puede tratar de pulverizar el producto, tomando las precauciones necesarias para aplicar el concreto después de que el disolvente utilizado se haya evaporado completamente, pero antes de que la resina haya fraguado.

10. HIGIENE LABORAL EN EL TRATO CON RESINAS EPÓXICAS Y ENDURECEDORES

El contacto de la piel con resinas, endurecedores y diluyentes, o sus vapores, pueden conducir, en especial a personas predispuestas a ello, a irritaciones que se manifiestan como enrojecimientos y formaciones de ampollas en las manos, antebrazos, cara, párpados, y también menos frecuente, en otras partes del cuerpo.

Estos fenómenos no dependen tan solo de la disposición individual a la alergia, sino también, de la concentración y la presión del vapor del producto, de la permeabilidad de la piel, así como de la frecuencia y duración del contacto directo con la piel. En las personas que han sido sensibilizadas una vez, el riesgo de irritaciones cutáneas es mayor, razón por la cual deberán evitar todo contacto directo con estos productos salvo bajo las medidas descritas a continuación.

Por lo anterior, debe prestarse atención a algunas recomendaciones de higiene laboral para garantizar una elaboración exenta de riesgos, las cuales sirvan igualmente de norma para la mayoría de sustancias químicas. En general se comprueba que las formulaciones endurecidas son fisiológicamente inofensivas, en tanto que los materiales tales como resinas epóxicas líquidas o endurecedores, poseen una actividad fisiológica que se expresa sobre todo por irritaciones cutáneas.

10.1 TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO

Los productos que componen las formulaciones tales como las resinas epóxicas y los endurecedores, deben ser transportados y guardados en depósitos bien cerrados evitando cualquier impurificación del lugar de almacenamiento. Si por descuido se hubiese vertido material, es recomendable la limpieza con aserrín o virutas de madera, hilachas, trapos, etc., que solo deberán ser utilizados una vez. Hay que cuidar muy especialmente que estos productos no se pongan en ningún caso en contacto con alimentos o con envases para los mismos.

10.2 HIGIENE EN EL PUNTO DE TRABAJO

Debe evitarse la inhalación de químicos que intervienen en la formulaciones epóxicas, tales como arena o polvo de cuarzo, materiales de moldeo no endurecido, o vapores procedentes de los disolventes; también tienen validez para la limpieza de aparatos de trabajo. Y por lo tanto es de máxima importancia observar una buena ventilación y corrientes de aire que deben estar dirigidas a modo que vapores o polvo producido no sean inhalados. De no ser posible la instalación de extractores individuales, habrá de cuidarse que el aire de todo el local de trabajo sea regenerado de 3 a 5 veces por hora.

Es muy conveniente colocar un papel claro sobre la mesa de trabajo, lo cual facilitará el control de las impurezas que se depositen y cuya eliminación inmediata reduce el riesgo de ensuciarse la ropa. Hay que prestar especial atención a la conservación de la limpieza del suelo y alrededor del sitio de trabajo. Los residuos no endurecidos de resina o endurecedor pueden ser eliminados con disolventes.

Teniendo en cuenta la combustibilidad de las resinas y de los endurecedores no elaborados, deberán observarse con toda rigurosidad las prescripciones usuales del reglamento contra incendios.

10.3 ROPA DE TRABAJO

Para el trabajo no deberá llevarse ropa de diario. La ropa exterior deberá ser cambiada, por lo menos, una vez a la semana. Salvo que el grado de suciedad sea muy elevado, en cuyo caso deberá cambiarse inmediatamente.

También es recomendable el uso de guantes, especialmente los elaborados con hule de todas clases. Ahora bien, con el tiempo la piel se hace más sensible a los efectos de los productos químicos a causa del sudor, por lo que hay que cuidar estrictamente que los guantes no se ensucien en su parte interior. Ha demostrado ser muy útil el uso de guantes limpios de algodón colocados debajo de los guantes desechables (plástico, hule, Etc.), que deberán ser cambiados frecuentemente.

10.4 CUIDADOS DE LA PIEL

Antes de empezar el trabajo es conveniente untarse manos y antebrazos con una crema protectora especial para la piel (estos productos son vendidos también por las casas comerciales productoras de resinas). Esta medida de precaución es indispensable cuando no puede evitarse un contacto ocasional con los productos a elaborar, pero particularmente cuando se trabaja simultáneamente con fibra de vidrio.

Para el lavado de manos y brazos se recomienda el uso de jabones exentos de álcalis, y toallas desechables de papel. Las salpicaduras de mezclas de resina epóxica que lleguen a la piel deben ser eliminadas inmediatamente con papel. El resto de la mezcla debe ser eliminada con agua y jabón, aunque es mejor todavía hacerlo con un limpiador especial para la piel.

En ningún caso pueden emplearse disolventes o jabones de arena. Una piel sana y flexible disminuye la susceptibilidad de la dermatosis. En el mismo sentido actúa también el friccionarse las manos con una crema cutánea y después limpiársela.

10.5 PROTECCIÓN DE LOS OJOS

Las salpicaduras de los productos a elaborar no pueden evitarse, pudiendo penetrar en los ojos. Por lo tanto habrá que llevar lentes protectores, y si a pesar de ello entran salpicaduras, los ojos deberán ser lavados inmediatamente con agua corriente, por lo menos durante 10 a 15 minutos y luego consultar al oculista.

11. ENSAYOS DE LABORATORIO PARA VERIFICAR LA CALIDAD DE LAS RESINAS EPÓXICAS

Como se ha observado todos los materiales empleados en la construcción requieren tanto de un procedimiento de preparación, así como de pruebas iniciales que certifiquen su calidad, en cuyo caso las más comunes son aquellas que verifican sus propiedades mecánicas, entre las que se encuentran:

Aspectos preliminares en la elaboración de las probetas de ensayo.

11.1 Dosificación del concreto para preparar prismas y briquetas.

11.2 Preparación de la formulación epóxica.

Pruebas de flexo-tracción en elementos de concreto.

11.3 Pruebas de flexo-tracción en elementos de concreto viejo unidas con adhesivos epóxicos.

11.4 Pruebas de flexo-tracción con elementos de concreto viejo unidas a concreto nuevo con adhesivos epóxicos.

Pruebas de tracción en briquetas de concreto.

11.5 Pruebas de tracción en briquetas de concreto viejo unidas con adhesivo epóxico.

11.6 Pruebas de tracción en briquetas de concreto viejo unidas a concreto nuevo con adhesivo epóxico.

Prueba de adherencia con mortero epóxico.

11.7 Preparación y pruebas de adherencia de mortero epóxico con varillas de construcción embebidas en el concreto.

ASPECTOS PRELIMINARES EN LA ELABORACIÓN DE LAS PROBETAS DE ENSAYO

11.1 DOSIFICACIÓN DEL CONCRETO; PREPARACIÓN DE PRISMAS Y BRIQUETAS

A. Se selecciona las medidas adecuadas para las briquetas y prismas a emplear en los ensayos, que por lo general son:

A.1 Para cada prueba de flexotracción según norma DIN 1164 son 2 prismas de concreto de 4 X 4 X 8 cm., que unidas dan 4 X 4 X 16 cm.

A.2 Para los ensayos de tracción son briquetas especiales normalizadas por la ASTM.

B. Se seleccionan los agregados de manera que el máximo tamaño del piedrín sea de 5 mm., debido al tipo y tamaño de los prismas. Además la arena empleada debe estar limpia y libre de impurezas.

C. Se procede a diseñar la mezcla de concreto de manera que tenga un máximo de revenimiento, y que a los 28 días alcance una resistencia específica a la compresión.

D. Enseguida se procede a realizar la mezcla de concreto y se coloca en los moldes que servirán para la realización de los prismas, cuidando que el picado y la compactación se realice en todos los casos.

11.2 PREPARACIÓN DE LA FORMULACIÓN EPÓXICA Y DE LAS PROBETAS DE ENSAYO

La formulación epóxica a emplear depende de los ensayos que se vayan a realizar, siendo adhesivos epóxicos en el caso de los ensayos de flexotracción y tracción, y morteros epóxicos en el caso de los ensayos de varillas embebidas en el concreto.

La preparación de la(s) formulación(es) se hace mezclando la parte A = resina epóxica con la parte B = endurecedor, los cuales vienen en recipientes adecuadamente dosificados. Esta mezcla se hace en la proporción especificada según las tablas que se muestran más adelante.

Seguidamente se procede a limpiar (de preferencia con cepillo metálico) las superficies de las juntas; y la aplicación de la formulación se realiza en todos los casos con brocha, dejando por lo general una película de 1 mm. en la junta de las piezas a ensayar.

Luego de aplicada la película de formulación se unien y se prensan, esperando el fraguado o endurecimiento de la misma.

PRUEBAS DE FLEJO-TRACCIÓN EN ELEMENTOS DE CONCRETO

11.3 PRUEBAS DE FLEJO-TRACCIÓN EN ELEMENTOS DE CONCRETO VIEJO UNIDOS MEDIANTE ADHESIVO EPÓXICO:

El objetivo de esta prueba es determinar la capacidad de adherencia de la resina epóxica al ser sometida a cargas mecánicas, verificando si la falla ocurre primero en el concreto o en la unión donde se encuentra la resina epóxica.

Las probetas utilizados son dos elementos de dimensiones 4 X 4 X 8 cm. unidas por sus caras según norma DIN 1164.

El ensayo se realiza sobre carga a flexo-tracción tal como se observa en la figura E, adoptando el método de los cuatro puntos de apoyo para evitar que se produzcan momentos punta, obteniendo una distribución uniforme de las tensiones y momentos en la zona de la junta de encolado.

11.4 PRUEBAS DE FLEJO - TRACCIÓN EN ELEMENTOS DE CONCRETO VIEJO UNIDAS A CONCRETO NUEVO CON ADHESIVO EPÓXICO

Esta prueba requiere el mismo procedimiento de aplicación que el ensayo anterior, con la salvedad que una de las mitades a unir se encuentra aún en estado fresco dentro de su molde.

Después de unidas las dos piezas, se mantiene el conjunto en un ambiente húmedo de $21 + 30^{\circ}\text{C}$ durante 28 días, esperando que el concreto nuevo haya fraguado por completo, antes de realizar el ensayo. Ver Figs. F.1 y F.2.

PRUEBAS DE TRACCIÓN EN BRIQUETAS DE CONCRETO

Este ensayo se realiza de acuerdo a las medidas estandarizadas por la ASTM según la observada en la figura G.1.

Esta prueba consiste en ensayar briquetas de cemento de las dimensiones estándar según normas ASTM en la máquina de Riehle, con el fin de tener una base comparativa a las briquetas de concreto unidas mediante la formulación.

11.5 PRUEBAS DE TRACCIÓN EN BRIQUETAS DE CONCRETO VIEJO UNIDAS MEDIANTE ADHESIVO EPÓXICO

El objetivo de la prueba es determinar la capacidad de adherencia de la formulación, siendo ésta de 1 mm. de espesor y con una área de 1 cm².

11.6 PRUEBAS DE TRACCIÓN EN BRIQUETAS DE CONCRETO VIEJO UNIDAS A CONCRETO FRESCO MEDIANTE ADHESIVOS EPOXICOS

El procedimiento de preparación de la probeta se inicia al cortar a la mitad varias briquetas de concreto viejo, las cuales son unidas mediante la aplicación del adhesivo, a las otras mitales de briquetas de concreto nuevo recién fraguado. Después de esto se procede a su curado sumergiéndolas en agua a una temperatura de $21 + 30^{\circ}\text{C}$; tras lo cual se someten a tensión en la misma máquina de Riehle. Los resultados y esquemas se observan en la Fig. G.2

11.7 PREPARACIÓN Y PRUEBAS DE ADHERENCIA DE MORTERO EPÓXICO CON VARILLAS DE ACERO DE DISTINTAS MEDIDAS:

El modo de preparación del mortero epóxico consiste en agregar arena silícea debidamente tamizada (que actúa como conglomerante) a la formulación resina-endurecedor utilizada en los ensayos anteriores. La proporción formulación : arena silícea se recomienda que sea en promedio de 1:8 partes en peso.

El acero de las varillas es limpiado perfectamente por medio de lija para desengrasarlo, y enseguida con acetona, con lo cual ya queda listo.

Las probetas utilizadas en los ensayos serán metálicas con varillas ancladas de distinto diámetro. Se puede utilizar como molde un cilindro de

acero de 2 pulgadas de diámetro, al cual se colocan las varillas ancladas en el mortero epóxico. También se puede utilizar como molde tubos de PVC de 1 pulgada, anclando la varilla con el mortero.

Cuando el mortero llega a fraguar completamente, se le quita el molde, dejando únicamente las varillas ancladas con el recubrimiento de mortero, tal como se observa en la figura H.

El objetivo de la prueba consiste en arrancar el acero de anclaje a través de la tracción de los extremos, con el fin de determinar la capacidad de adherencia del mortero epóxico.

La prueba se inicia montando la probeta sobre el aparato de ensayos a tracción, de tal manera que sus dos extremos sean estirados hacia afuera sobre su eje. La fuerza de tracción máxima se consigue en el momento en que el acero de anclaje comienza a deslizarse, a no ser que antes se produzca la rotura. El esquema de la probeta a ensayar se observa en la figura H.

Los resultados obtenidos de las pruebas de varillas ancladas en el mortero se esquematizan en la figura I.

	ADHESIVOS EPOXICOS:-	MORTEROS EPOXICOS:-
Resistencia a la compresión "f c" (Kp/cm2).....	De 500 a 1,500	De 375 a 1,125
Resistencia a flexotracción "f t" (Kp/cm2).....	De 500 a 1,500	De 300 a 900
Resistencia a la tracción "f b" (Kp/cm2).....	De 250 a 750	De 112.50 a 337.50
Retracción en pequeños espesores:.....	0	0
Fluencia en pequeños espesores:	Similar a la que poseen los morteros de cemento seco.	
Módulo de Elasticidad "E" (Kp/cm2).....	De 5,000 a 300,000 Este valor depende de los tipos de resinas, endurecedores, cargas, dosificación, Etc. En el caso de inyecciones el valor es de: 10,000 a 20,000 En el caso de las resinas para usos generales en la construcción es de: 20,000 a 40,000	
Coefficiente de dilatación térmica (m/m°C).....	-6 (6 a 7) X 10	-6 (2.0 a 2.5) X 10

TABLA No. 1:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE ADHESIVOS Y MORTEROS
REALIZADOS CON ARENA DE CUARZO Y
RELACION FORMULACIÓN-ARIDO DE 1:6

	MASILLA EPÓXICA:
Resistencia a la compresión (Kp/cm ²):	1,600 a 1,200
Resistencia a la flexotracción (Kp/cm ²):	400 a 450
Módulo dinámico de elasticidad (Kp/cm ²):	(17 a 22) X 10 ⁻⁶
Módulo dinámico de elasticidad transversal (Kp/cm ²):	(7 a 8.5) X 10 ⁻⁶
Coefficiente de Poisson:	0.27
Coefficiente de dilatación térmica (m/m):	(2.5 a 2.7) X 10 ⁻⁶

TABLA No. 2:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LA MASILLA EPÓXICA
PARA EMPLEAR EN ENCOLADOS DE ACERO - CONCRETO:

	INYECCIÓN:	MORTERO EPÓXICO: (RELACION FORMULACION-ÁRIDO)		
		1:1	1:4	1:5
Resistencia a la compresión (Kp/cm ²):.....	800 a 1,200	800 a 1,000	800 a 950	600 a 900
Resistencia a la flexotracción (Kp/cm ²):...	800 a 1,200	450 a 800	400 a 700	350 a 700
Resistencia a la tracción (Kp/cm ²):.....	400 a 550	250 a 300	200 a 300	150 a 300
Módulo de elasticidad dinámico (Kp/cm ² X 10 E -4).....	2 a 3	16 a 18	17 a 20	18 a 25
Intervalo de tiempo desde que se realiza la mezcla en el recipiente, hasta el instante en que empieza a endurecer y deja de ser trabajable: (para 2 Kg. a 20 C):.....	30 minutos	60 Min.	60 Min.	60 Min.

TABLA No. 3:

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL ADHESIVO EPÓXICO PARA INYECCIÓN,
ASÍ COMO DE VARIOS MORTEROS REALIZADOS
CON IGUAL RESINA Y DIFERENTES RELACIONES FORMULACION-ÁRIDO:

	RESINAS EPÓXICAS NATURALES:	RESINAS EPÓXICAS SINTÉTICAS:
CARACTERÍSTICAS	Son resinas termoendurecibles, basadas en la reactividad del grupo epóxico.	Utilizan como materia prima esteres vinílicos o acrílicos, que resultan de la reacción química de 2 o más sustancias por medio de calor. También se usan cauchos sintéticos, siliconas; no así polímeros modificados solubles en agua.
VENTAJAS:	<ul style="list-style-type: none"> - Se pueden inyectar bajo agua. - Tienen buena adherencia. - Se pueden inyectar en fisuras pasivas de origen estructural. 	<ul style="list-style-type: none"> - Buena adherencia. - Elasticidad. - Resistente a la intemperie.
DESVENTAJAS:	<ul style="list-style-type: none"> - Su costo es elevado. - No se debe aplicar en fisuras activas de origen térmico. - Sus componentes son tóxicos. - Endurece rápidamente. 	<ul style="list-style-type: none"> - No es recomendable para las superficies expuestas al tránsito continuo.
APLICACIÓN:	Se descubre toda la fisura, se limpia con cepillo metálico y chorro de arena, evitando la contaminación de la fisura con materiales grasosos. Luego se procede a aplicar cualquiera de los métodos explicados anteriormente.	Se recomienda dar a la superficie un acabado liso, de preferencia con una plancha metálica; las superficies rugosas deben ser emparejadas y afinadas con el fin de asegurar un recubrimiento uniforme.
RENDIMIENTO:	1 galón de resina epóxica sella Aprox. 15 metros lineales de fisuras de 1.5 mm. de ancho por 15 cm. de profundidad.	1.25 litros por metro cuadrado en dos manos, para una película de 0.5 mm.

TABLA No. 4:

CARACTERÍSTICAS COMPARATIVAS DE RESINAS EPÓXICAS NATURALES Y SINTÉTICAS:

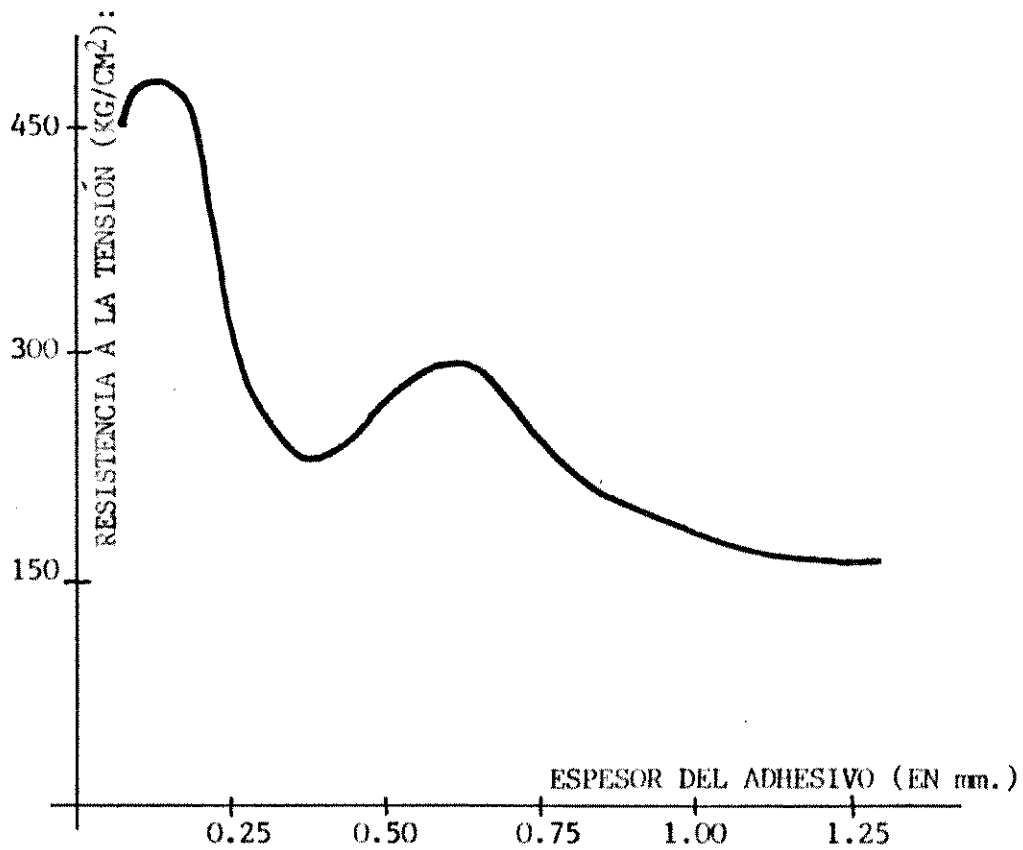


Fig. A:
EFECTO DEL ESPESOR DEL ADHESIVO SOBRE LA RESISTENCIA A TRACCIÓN.

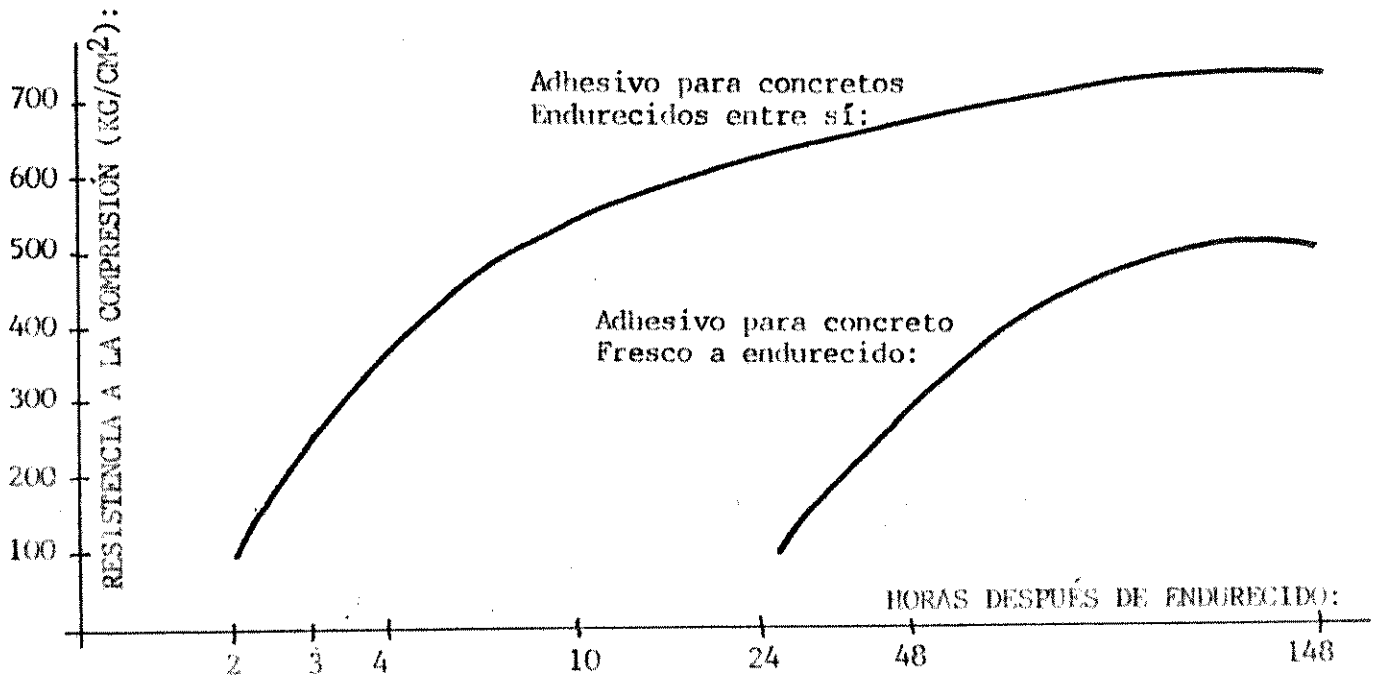


Fig. B:
CURVA DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL ADHESIVO EPÓXICO, CON EL TIEMPO.

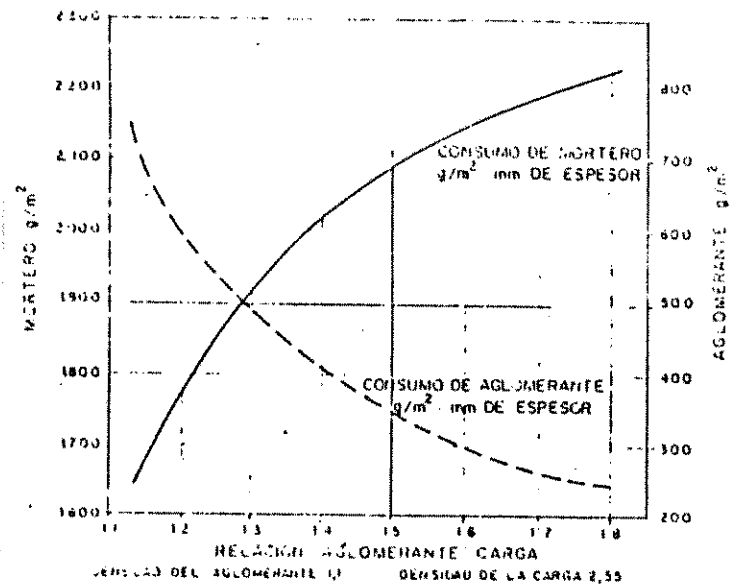


Fig. C.1:
CONSUMO DE MORTERO Y AGLUTINANTE EN FUNCIÓN DEL
CONTENIDO DE CARGA.

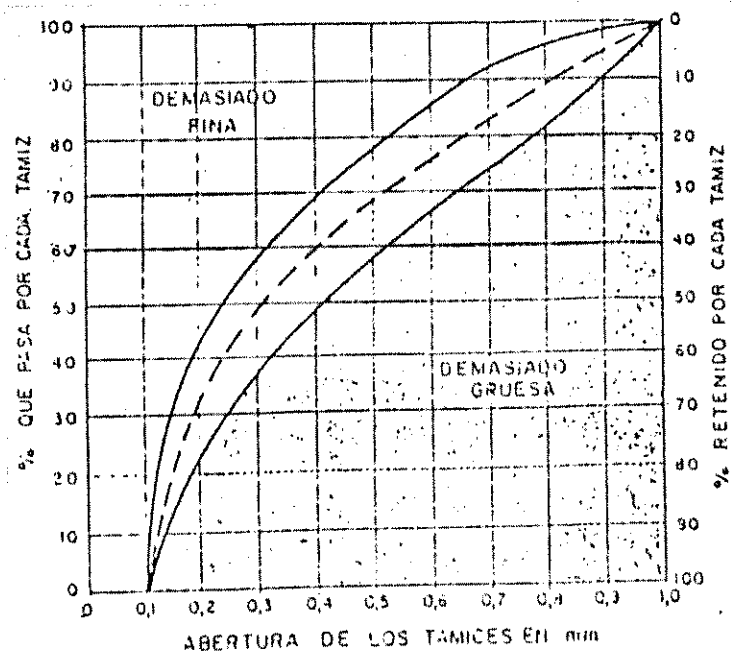


Fig. C.2:
CURVA GRANULOMÉTRICA RECOMENDADA PARA LA ARENA.

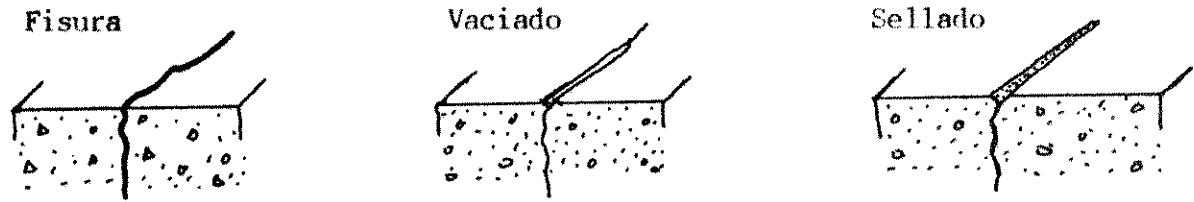


Fig. D:
 PROCESO DE VACIADO Y SELLADO DE UNA GRIETA MEDIANTE EPÓXICOS.

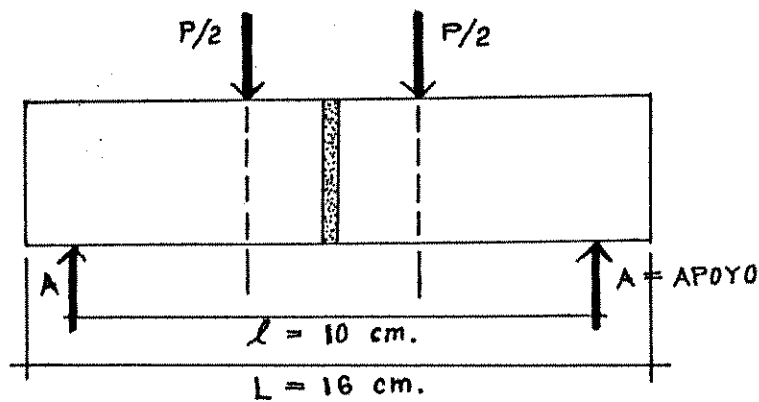


Fig. E.1

No. PRUEBA:	TENSIÓN DE ROTURA PROMEDIO: (Kg/cm ²):	POSICIÓN DE LA ROTURA:	ESQUEMA QUE MUESTRA LA POSICIÓN DE LA ROTURA:
1	42 a 65	CONCRETO	
2	39 a 45	JUNTA	

Fig. E.2:
 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE FLEJO-TRACCIÓN EN ELEMENTOS DE CONCRETO VIEJO MEDIANTE ADHESIVO EPÓXICO.

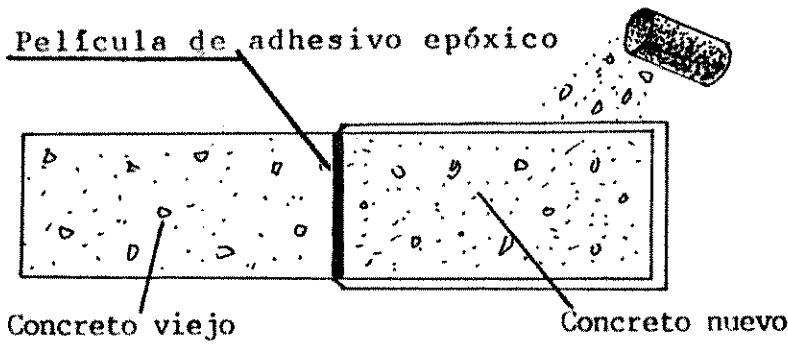


Fig. F.1

PRUEBA No.:	TENSIÓN DE ROTURA: (Kg/cm ²):	POSICIÓN DE LA ROTURA:	ESQUEAMA QUE MUESTRA LA POSICIÓN DE LA ROTURA:
1	40 a 46	CONCRETO	
2	27 a 28	JUNTA	

Fig. F.2:

RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE FLEJO-TRACCIÓN EN ELEMENTOS DE CONCRETO VIEJO UNIDAS A CONCRETO NUEVO MEDIANTE ADHESIVO EPÓXICO:

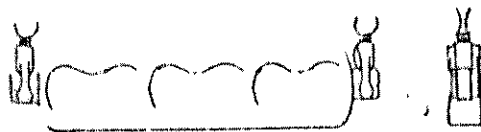
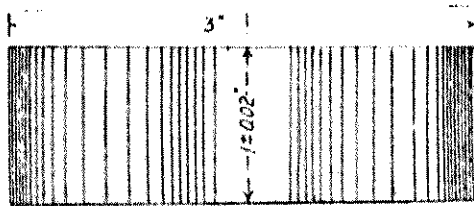
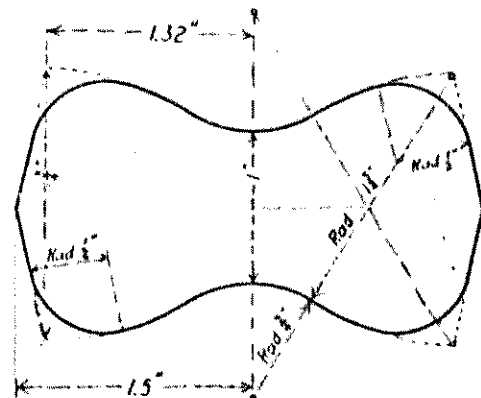


FIG. 1 Bricket Gang Mold.



NOTE—1 in. = 25.4 mm

FIG. 2 Bricket Specimen for Tensile Strength Test.



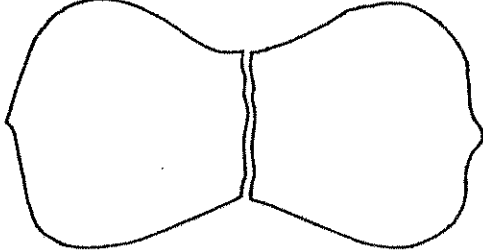
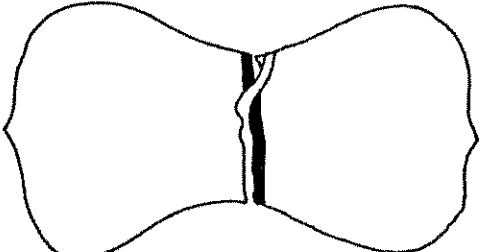
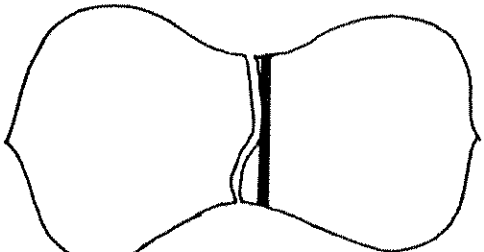
TIPO DE PRUEBA:	ESFUERZO DE TRACCIÓN PROMEDIO: (KG/CM ²):	POSICIÓN DE LA ROTURA:	ESQUEMA QUE MUESTRA EL LUGAR DE OCURRENCIA DE LA FALLA:
PIEZAS DE CONCRETO SIN PEGADURAS:	35	AL CENTRO DEL PRISMA:	
PIEZAS DE CONCRETO VIEJO PEGADAS:	19 a 23	EN LA JUNTA O EN EL PRISMA.	
PIEZAS DE CONCRETO - NUEVO CON CONCRETO - NUEVO.	25 a 27	EN LA JUNTA O EN EL PRISMA.	

Fig. G.2

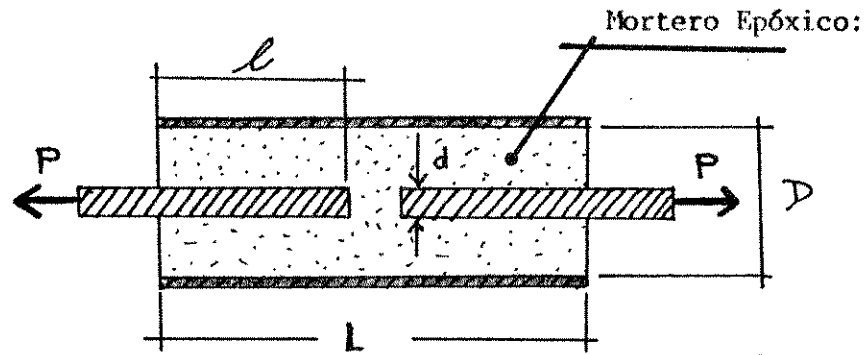


Fig. H

- d = Diámetro de la varilla de anclaje.
- D = Diámetro del interior del tubo de acero.
- l = Longitud de la varilla de anclaje, embebida en el mortero epóxico.
- L = Longitud del tubo de acero.
- P = Fuerza máxima de tracción.

FUERZA PROMEDIO (EN Kg.):	GRÁFICA QUE MUESTRA LOS RESULTADOS QUE SE OBTIENEN CON ESTA PRUEBA:
1,090	
300	
1,800	
250 A 800	

Fig. I: