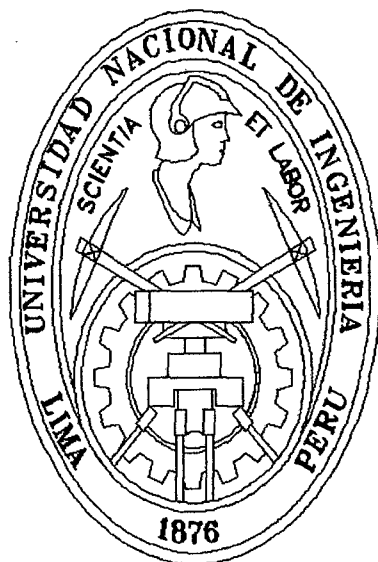


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS ESPACIALES
COMPUESTAS DE GRANDES LUCES”**

TESIS

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Lizbeth Loret Acuache Huaracha

**LIMA – PERÚ
2005**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

DEDICATORIA:

Dedico este trabajo a la persona que siempre está a mi lado, mi madre, a Dios por permitirme estar en la tierra y a mi alma máter la UNI, que me acogió en su seno.

ÍNDICE

**CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS ESPACIALES
COMPUESTAS DE GRANDES LUCES**

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1	
PREFABRICACIÓN E INDUSTRIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS NO CONVENCIONALES	3
1.1 GENERALIDADES	3
1.2 PREFABRICACIÓN E INDUSTRIALIZACIÓN	5
1.3 EVOLUCIÓN DE LA INDUSTRIALIZACIÓN	7
1.3.1 FASES DE LA INDUSTRIALIZACIÓN	7
1.4 TENDENCIAS Y FUTURO DE LA PREFABRICACIÓN	9
1.5 TÉCNICAS DE PREFABRICACIÓN E INDUSTRIALIZACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN	11
1.5.1 PREFABRICACIÓN ABIERTA.	12
1.5.2 PREFABRICACIÓN CERRADA.	13
1.5.3 PREFABRICACIÓN LIGERA.	13
1.5.4. PREFABRICACIÓN MEDIA.	13
1.5.5 PREFABRICACIÓN PESADA.	14
1.5.6 SISTEMAS MIXTOS	14
CAPITULO 2	
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO	15
2.1 GENERALIDADES	15
2.2 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO.	15
2.2.1 SISTEMAS CON MURO DE CARGA	16
2.2.1.1 Sistema estructural de albañilería	16
2.2.2 LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES CON ESQUELETO	18
2.2.2.1 Estructura Aporticada	19
2.2.2.2 Estructura Aporticada con Placas	19
2.2.3 LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS	20
2.2.4 LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE PISO	21
2.3 ESTABILIDAD GENERAL EN LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	22
2.3.1 ESTABILIDAD EN SISTEMAS ESTRUCTURALES BÁSICOS UTILIZADOS EN EDIFICIOS PREFABRICADOS	22
2.3.1.1 Estabilidad Sistemas de Pórticos.	22
2.3.1.2 Estabilidad Sistema estructural Arriostrados.	23
2.3.1.3 Estabilidad en Muros de carga	24
2.3.1.4 Estabilidad en Fachadas	26
2.3.1.5 Estabilidad en Aligerados, Estructura Espacial Compuesta y cubiertas prefabricados.	26
2.4 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL	28

CAPITULO 3

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	30
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA	
3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA	30
3.1.1 PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	31
3.1.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS ESPACIALES	32
3.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA.	36
3.3 DISEÑO DE MALLAS ESPACIALES POR ASIMILACIÓN A ESTRUCTURAS CONTINUAS.	38
3.3.1 GENERALIDADES	38
3.3.2 DETERMINACIÓN DE TENSIONES EN BARRAS DE MALLAS FORMADAS POR PIRÁMIDES DE BASE CUADRADA.	39
3.4 VERIFICACIÓN POR DEFLEXIONES.	43
3.4.1 INERCIA FISURADA	43
3.4.2 CÁLCULO DE LAS FLECHAS DIFERIDAS	46
3.4.3 CONTRAFLECHA	52
3.4.4 PRUEBA DE CARGA	52
3.5 VERIFICACIÓN POR FISURACIÓN.	54
3.5.1 FISURACIÓN EN LOSAS DE EEC.	59

CAPITULO 4

UNIONES CON SOLDADURA DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	62
4.1 UNIONES CON SOLDADURA	62
4.1.1 PARA ACEROS $FY=4200$ KG/CM ²	62
4.1.2 AMPERAJES	62
4.1.3 INSTRUCCIONES:	63
4.1.4 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS:	63
4.1.5 DETALLES TÍPICOS DE UNIONES CON SOLDADURA	64
4.1.6 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA PARA BARRAS CORRUGADAS SOLDABLES.	64
4.1.7 RECOMENDACIONES PARA LA SOLDADURA DE BARRAS CORRUGADAS	64
4.1.7.1 Tipo de unión	64
4.1.7.2 Preparación del material	67
4.1.7.3 Metal Base	67
4.1.7.4 Metal de Aporte	68
4.1.7.5 Técnicas de soldaduras	68
4.1.8. DEFECTOS MAS USADOS EN SOLDADURAS	70
4.1.8.1. Perceptibles mediante macrografías	70
4.1.8.2. Apreciables a simple vista	72

4.1.9	ALGUNOS DETALLES TÍPICOS DE SOLDADURA EN CELOSÍAS	74
4.1.10	INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS	76
4.1.10.1.	Inspección Visual	76
4.1.10.1.a.	Líquidos Penetrantes	77
4.1.10.1.b.	Partículas magnéticas	77
4.1.10.1.c.	Prueba Ultrasónica	78
4.1.10.1.d.	Procedimientos radiográficos	78
 CAPITULO 5		
	CORROSIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS	80
5.1	GENERALIDADES	80
5.2	AGENTES DEL DETERIORO	81
5.2.1.	ATAQUE QUÍMICO DEL CONCRETO	82
5.2.2.	CORROSIÓN DEL REFUERZO	83
5.3	CORROSIÓN EN LAS MALLAS METÁLICAS ESPACIALES	86
5.3.1	CORROSIÓN DE DIAGONALES DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL	88
5.4	PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS	89
5.4.1	DECAPADO	89
5.4.2	PINTADO	90
5.4.2.1	Pintura Base Anticorrosivo	90
5.4.2.2	Pintura de Acabado	91
5.5	EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS CON PATOLOGÍAS	93
5.5.1	PRUEBA DE SONIDO	93
5.5.2	RECUBRIMIENTO	93
5.5.3.	ESPESOR DE LAS ARMADURAS	94
5.5.4.	PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN	94
5.5.5	MEDIDAS DEL POTENCIAL DE CORROSIÓN.	95
5.6	CONEXIONES	97
5.6.1	MECANISMO BÁSICO DE TRANSMISIÓN DE ESFUERZOS	99
5.6.2	TIPOS DE CONEXIONES	106
5.6.2.1	Juntas articuladas	106
5.6.2.2	Conexiones resistentes a Momentos Flectores	106
5.6.2.3	Conexiones resistentes a Momentos Torsores	106
5.6.2.4	Conexiones en Suspensión.	106
5.6.3	CONSIDERACIONES DE DISEÑO	107
5.6.3.1	Comportamiento Estructural.	107
5.6.3.2	Función de las Conexiones	111
5.6.3.3	Fabricación de los Elementos Prefabricados	112
5.6.3.4	Almacenaje y Transporte de las Piezas Prefabricadas.	114
5.6.3.5	Montaje de los Elementos	114

CAPITULO 6

APLICACIONES CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	115
6.1 GENERALIDADES	115
6.2 PROYECTO SET DE GRABACIÓN (AMÉRICA TELEVISIÓN - PERÚ)	116
6.2.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.	117
6.2.2 ESTRUCTURACIÓN	120
6.3 FABRICA DE UNIVERSAL TEXTIL	123
6.3.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	123
6.3.2 ESTRUCTURACIÓN	124
6.4 FABRICA DE KNITEX	126
6.4.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	126
6.4.2 ESTRUCTURACIÓN	126
6.5 EDIFICIO INDUSTRIAL (TECHOS EN DIENTE DE SIERRA)	129
6.5.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	129
6.6 NAVE INDUSTRIAL CON LOSA DE SECCIÓN VARIABLE A DOS AGUAS	131
6.6.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	131
6.7 COBERTURA DE GRANDES LUCES - HANGARES	136
6.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES	136
6.7.2 COBERTURA PARA GRANDES LUCES.	136
6.8 APLICACIONES EN EDIFICIOS DE VARIOS PISOS.	143
6.8.1 APLICACIONES EN VIVIENDAS, AULAS Y OFICINAS	143

CAPITULO 7

EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE OBRA	146
7.1 EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE OBRA TEXTIL SAN RAMÓN	146
7.1.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	146
7.1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	146
7.1.3 SECCIÓN DE LA EEC	147
7.1.4 PROCESO CONSTRUCTIVO.-	148
VISTAS FOTOGRÁFICAS	152
7.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE EEC PREFABRICADA	159
7.2.1 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	159
7.2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	159
7.2.3 SECCIÓN DE LA EEC	160
7.2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO.-	161
VISTAS FOTOGRÁFICAS	165

CAPITULO 8	
PRESUPUESTO	169
ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS	

CAPITULO 9	
PROGRAMACIÓN DE OBRA	181

CAPITULO 10

COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE GRANDES LUCES	183
10.1 SISTEMAS CON VIGUETAS PRETENSADAS Y BOVEDILLAS DE POLIESTIRENO	183
10.1.1 DESCRIPCIÓN	184
10.1.2 VENTAJAS CON VIGUETAS PRETENSADAS VS LOSA CONVENCIONAL	185
10.1.3 ELEMENTOS QUE CONFORMAN ESTE SISTEMA	186
10.1.4 MATERIALES EN VIGUETAS PRETENSADAS	186
10.1.5 APLICACIÓN EN ALMACÉN TEXTIL SAN RAMÓN DE ESTRUCTURA CON VIGUETA PRETENSADA	189
10.1.6 RENDIMIENTO DE OBRA CASCO ESTRUCTURAL CON PRETENSADO PRESUPUESTO CON VIGUETAS PRETENSADAS	191 192
PROGRAMACION DE OBRA CON VIGUETAS PRETENSADAS	193
10.2 SISTEMA CON LOSA COLABORANTE	194
10.2.1 DESCRIPCIÓN	194
10.2.2 VENTAJAS CON EL SISTEMA DE LOSA COLABORANTE	197
10.2.3 ELEMENTOS QUE LA CONFORMAN.	198
10.2.4 APLICACIÓN EN ALMACÉN TEXTIL SAN RAMÓN DE ESTRUCTURA CON LOSA COLABORANTE	199
10.2.5 RENDIMIENTO DE OBRA CASCO ESTRUCTURAL CON LOSA COLABORANTE	202
PRESUPUESTO CON LOSA COLABORANTE	204
PROGRAMACION DE OBRA CON LOSA COLABORANTE	205
10.3 SISTEMA CON EEC.	206
10.3.1 DESCRIPCIÓN	206
10.4 COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS EEC CON VIGUETAS PRETENSADAS Y LOSA COLABORANTE.	210
10.5 VENTAJAS DE LA EEC CON OTROS SISTEMAS (ACERO DECK Y VIGUETAS PRETENSADAS)	211
CONCLUSIONES	213
RECOMENDACIONES	216
BIBLIOGRAFÍA	217
ANEXOS	
PLANOS	

INTRODUCCION

Con los últimos avances existentes en el campo de la ingeniería, es posible para grandes luces, lograr elementos estructurales con menor peso y que soporten mayores sobrecargas. Se estudia aquí las estructuras aligeradas en toda su extensión, es decir, la sustitución del macizo continuo de una placa plana o un sistema de vigas, por conjuntos de gran número de barras de pequeña longitud y sección, uniendo estas barras se forma una malla espacial de forma piramidal con base cuadrada; y para formar la superficie plana se utiliza una o varias losas de concreto. De esta forma se puede buscar un trabajo óptimo del acero y del concreto trabajando a esfuerzos primarios de tracción y compresión, respectivamente.

La exigencia se cumple en una esbeltez de forma que resulta de la esencia misma de estas estructuras. Por eso las ideas originales del Ing. Eduardo Torroja llevan de la mano al empleo de la estructura espacial compuesta que fue perfeccionada por el Ing. Mexicano Heberto Castillo en el año de 1967. Entre las ideas originales de H. Castillo está la de formar un conjunto estructural resistente, uniendo una estructura espacial metálica con dos losas de concreto armado, a esto lo llamó "TRIDILOSA". La estructura en el sistema propuesto está formada por un entramado espacial metálico soldado, y una o dos losas de concreto colocadas en la capa superior e inferior .

En el Perú en la década de 1960 el Ing. Miguel Bozzo CH. empezó sus experiencias con este sistema habiendo proyectado varios centenares de estructuras con diversas tipologías tales como losas, pórticos, arcos, cúpulas entre otras. Así pues la estructura metálica que se debe emplear en cada caso particular, variará en función a la forma y característica de la obra a ejecutarse. No es indispensable que esta sea espacial, pudiendo en cada caso variar según las necesidades de la obra.

Al final de este trabajo se incluirá un Capítulo sobre la “Estructura Espacial Compuesta Generalizada” que muestra como se puede variar esta malla espacial, junto con aplicaciones recientes en Europa.

En las grandes coberturas las soluciones tradicionales utilizaban cubiertas livianas más o menos inertes, vigas arcos etc., pues el concreto armado utilizado así resultaba antieconómico teniendo además la desventaja de su peso propio excesivo, lo que le impedía cubrir grandes luces. Por eso el gran desarrollo que tuvieron las cubiertas de membrana, las necesitan de encofrados cilíndricos, parabólicos, elípticos, entre otros.

El sistema presentado es una solución para coberturas de grandes luces como son los hangares, almacenes, mezanines, coliseos, anfiteatros, hospitales, hoteles, cines, cines, fábricas, etc. Estructuras donde se requiera ganar espacio, iluminación, sin muros intermedios y permita la forma regular como la no-regular.

CAPITULO 1

PREFABRICACIÓN E INDUSTRIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS NO CONVENCIONALES

PREFABRICACION E INDUSTRIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS NO CONVENCIONALES

1.1 GENERALIDADES

La industrialización de la construcción surge como consecuencia inmediata de la racionalización de trabajo y de la mecanización de las operaciones.

La construcción convencional es posible mientras exista la mano de obra especializada a un costo relativamente bajo. En cuanto la demanda de mano de obra supera a la oferta, los costos van en aumento y se acusa inmediatamente la necesidad de aumentar la productividad, lo cual se consigue organizando mejor sus condiciones de trabajo y disminuyendo los gastos inútiles, es decir, racionalizando su trabajo.

Uno de los principales factores que se oponen al empleo de estructuras prefabricadas por parte de inversionistas, arquitectos, ingenieros, es el desconocimiento de los nuevos procesos constructivos. En particular, en el caso de zonas con moderada o alta actividad sísmica, existe el temor de que las estructuras prefabricadas de concreto puedan tener un comportamiento menos favorable ante los sismos que las estructuras de concreto vaciados en sitio. En realidad, este temor no debiera de existir, si se considera que como se comenta mas adelante, es posible construir estructuras prefabricadas de concreto con un comportamiento sísmico semejante al de estructuras vaciados in-situ.

Al iniciar el diseño de una obra se debería determinar, en primer lugar, si el proyecto o parte de él, es adecuado para su construcción prefabricada, y qué ventajas e inconvenientes existen respecto a otros sistemas constructivos.

Normalmente se considera que las principales ventajas de las obras prefabricadas son la velocidad de construcción, el trabajar en planta de producción y la economía resultado de emplear menor mano de obra "in situ".

Debido a sus ventajas, la prefabricación no puede seguir siendo ignorada al comenzar el diseño de un edificio, en particular en países donde el costo de la mano de obra es elevado o se requieren plazos muy estrictos de ejecución.

El concreto pretensado para vigas y techos así como las estructuras compuestas para espacios industriales y comerciales permiten luces de 40 mt. o más, lo que le da no solo gran flexibilidad al edificio, sino que aumenta su vida útil por su fácil adaptabilidad, por lo que el edificio mantiene su valor comercial.

El uso de fibras esta creciendo más en el concreto prefabricado que en el concreto in-situ, siendo las fibras de acero, vidrio y sintético de uso habitual en la prefabricación. Los elementos de concreto prefabricado pueden fabricarse con una amplia variedad de acabados, siendo estos de mejor calidad que los del hormigón "in situ" por la mejor ejecución de sus moldes.

Siempre hay diferencias entre las dimensiones especificadas, las reales de los componentes y las del edificio acabado. Estas desviaciones deben ser reconocidas y permitidas.

1.2 PREFABRICACION E INDUSTRIALIZACIÓN

La explosión demográfica producto de las migraciones del interior hacia grandes centros urbanos e industrializados en los últimos años ha sido alarmante, presentándose un gran déficit de viviendas lo que obliga a intensificar la construcción de edificios habitación. Igualmente ante los cambios económicos, industriales y tecnológicos, la necesidad de acelerar la construcción de los consiguientes edificios industriales y de servicios es urgente.

Los problemas que se presentan en países en vías de desarrollo son los mismos siendo el de mayor incidencia el costo. Los costos de los factores que intervienen en una obra, como capital, Tecnología y Trabajo, toman mucha importancia debido a que una variación de precios de los materiales pueden llevar a que los promotores utilicen otros materiales o innovaciones como es en este caso que lleven a obtener componentes de menor costo.

Ante estas circunstancias, con la experiencia acumulada durante muchos años por países en vías de desarrollo estamos convencidos de que el camino más práctico para llegar a soluciones positivas, técnicas y económicas, está en la "Industrialización y prefabricación de la construcción", o sea, en el aprovechamiento al máximo de los medios de lo que hoy se disponen gracias a los avances de la técnica en los más diversos campos aplicables a la edificación y a los modernos materiales, sin olvidar la influencia de los métodos de organización y trabajo en la obra.

Los edificios de planta regular son ideales para la prefabricación dada la repetición de los pórticos. Dentro de un contexto de construcción económica, cuando se proyecta un edificio se debe, por tanto, lograr la estandarización y repetición, no solo en las estructuras de concreto armado prefabricado, sino en cualquier otro diseño.

Los edificios modernos de concreto prefabricado pueden diseñarse de un modo seguro y económico, con una variedad de niveles, hasta veinte o más niveles, existiendo incluso sistemas especiales, sin límite de altura, que se basan en la prefabricación y pos-tensado en obra. Con el uso de concretos de alta resistencia, de uso habitual en la industria de la prefabricación, las columnas pueden reducirse a menos de la mitad de la sección necesaria en obras convencionales.

Las fachadas prefabricadas se adaptan a cualquier tipo de edificio siendo necesario estudiar sus tolerancias en caso de elementos con líneas de unión que puedan delatar diferencias en altura entre elementos. Las fachadas resistentes tienen un doble uso, son elementos decorativos tanto como estructurales, siendo una solución económica que no necesita soportes internos y son útiles en el caso de zonas Sísmicas.

Los sistemas celulares se usan para partes de un edificio, cuartos de baño, cocinas y en algunos casos para hoteles, prisiones, etc. Las ventajas del sistema residen en la velocidad de construcción y la industrialización de la fabricación ya que el acabado y equipamiento de la célula se realiza en la prefabricación.

1.3 EVOLUCIÓN DE LA INDUSTRIALIZACIÓN

Si intentamos ver el problema desde otro punto de vista, podremos decir que los grados sucesivos en la evolución natural de la industrialización de la construcción, son los siguientes:

Construcción tradicional

Construcción tradicional evolucionada.

Construcción parcialmente prefabricada.

Construcción totalmente prefabricada.

Construcción realizada según procedimientos altamente industrializados.

1.3.1 Fases de la industrialización

Existen dos caminos para desarrollarlo:

El primero de ellos consistirá en un análisis de varios procesos industriales, seguidos por los principales sistemas de prefabricación que han venido funcionando hasta la actualidad.

El segundo camino sería realizar un análisis lo más completo posible de un único sistema de industrialización suficientemente representativo en sus tres fases de fabricación, transporte y montaje de elementos, completando a continuación dicho análisis con las soluciones más interesantes ofrecidas por otros sistemas, principalmente en lo que se refiere a técnicas de moldeo, procedimiento de montaje en obra y detalles estructurales.

Uno de los importantes problemas que se generan con las técnicas de construcción industrializada es el de juntas de unión entre cada uno de los elementos.

Esto constituye un punto importante porque de dichas uniones dependerá que la estructura total se comporte de acuerdo a las

consideraciones que se han empleado en su diseño, así pues de fallar estas uniones la estructura entrara en un campo que no esta previsto por el diseñador comprometiendo la estructura total, lo cual es muy grave.

1.4 TENDENCIAS Y FUTURO DE LA PREFABRICACION

¿Por qué nos preocupamos en industrializar la construcción? A esta inquietud cabe hallar dos justificaciones esenciales, por otra parte, conjugadas: la primera es el precio de las construcciones y la segunda es el número de las construcciones que deben ser edificadas.

Veamos, en primer término, el precio de las construcciones. En un edificio, la mano de obra representa aproximadamente el tercio de su precio, pero el precio de la mano de obra aumenta sin cesar, hecho completamente normal; tenemos aquí una ley natural que exige que el precio de la mano de obra crezca simultáneamente con la productividad general; por una hora de trabajo el obrero debe recibir una suma de dinero que le permita adquirir en mayor cantidad los bienes de consumo.

Por consiguiente, si no nos esforzamos en disminuir la cantidad de mano de obra en la edificación, el precio del edificio aumentará respecto a la economía general y el edificio será cada vez más caro. Podemos expresar de otra forma el mismo resultado, al decir que, en esta carrera general de la productividad¹, los sectores que se retrasan son los sectores en los que los precios resultan cada día más caros.

Sin embargo, es admisible que la edificación, ya relativamente cara, siga encareciendo pasando al límite, el día en que todos los productos de consumo fueran obtenidos por automatización absoluta –prácticamente, sin mano de obra - la edificación permanecería como la única industria con necesidad de mano de obra y no trabajaríamos más que para levantar viviendas: todos seríamos albañiles.

Es preciso, pues, que la productividad aumente, y que la mano de obra consumida en la construcción debe disminuir. He aquí la primera razón

¹ Gerard Blachere: Ingeniero de Ponts et Chaussées. Tendencias y futuros de la prefabricación.

que invita a disminuir la importancia de la mano de obra: es un problema de precio.

La segunda razón es, el número de edificios que deben ser edificadas, razón quizá más del momento que la primera, pero que, hoy día, se manifiesta como más apremiante. Los programas de construcción en nuestros países han partido de cifras bajas y vienen aumentando con Programas de Vivienda que promueven la construcción de éstas.

La modernización y el mantenimiento consumen mucha mano de obra, pues es difícil industrializarlos y sigue siendo trabajo de artesanado o de obreros especializados. Y van a aumentar más las necesidades de mano de obra y en singular, de mano de obra especializada, que por cierto, carecemos de esta mano de obra.

1.5 TÉCNICAS DE PREFABRICACION E INDUSTRIALIZACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS

Para poder plantear la situación actual de las técnicas de prefabricación e industrialización de la construcción de edificios es totalmente necesario situar el problema dentro del proceso de evolución general de la industria de la construcción.

Lo primero que se debe fijar una serie de ideas y conceptos que son tomados muchas veces a la ligera.

La Racionalización debe basarse en lo siguiente:

- a) En un problema mejor planteado, o sea un programa explícito definido con claridad, y en un programa implícito mejor conocido.
- b) En un estudio más completo del proyecto en el sentido de la economía.
- c) En un estudio más detenido del proceso constructivo, el planeamiento y el control.

A la racionalización del trabajo ha de sumarse la mecanización de las operaciones que consiste en reemplazar la mano de obra por maquina y se realiza en dos fases:

- a) La mecanización de las manipulaciones.
- b) La mecanización en la elaboración de los propios elementos

La prefabricación es uno de los caminos que puede seguir la industrialización de la construcción pero evidentemente no es el único, las técnicas modernas de concretado "in situ" suponen un grado de mecanización por lo menos igual a la prefabricación.

La industrialización de la construcción es el empleo en forma racional y mecanizada de los materiales, medios de transporte y técnicas constructivas con los cuales conseguir una mayor productividad.

La prefabricación, en cambio es un procedimiento industrializado de construcción que utiliza en gran medida elementos prefabricados en serie previo a su colocación.

Según su Procedencia en la Prefabricación se puede distinguir dos Sistemas Fundamentales:

1.5.1 Prefabricación abierta.

Que es aquella que utiliza elementos fabricados en serie de distinta procedencia, que se presta al montaje según combinaciones muy variables, y por consiguiente, intercambiables en cierto grado. Además consiste en industrializar elementos de vivienda susceptibles de combinaciones y montajes múltiples, de acuerdo con distintos proyectos de arquitectura.

La prefabricación abierta se basa en una coordinación modular completa, con tolerancias de fabricación muy estrictas. Los elementos prefabricados normalizados van siendo cada vez más complejos, y comprenden desde paneles de fachada hasta bloques funcionales, como son los bloques de conductos de ventilación y basuras, y los bloques de cocina-cuarto de baño, que llegan a obra totalmente terminada, sin requerir otra operación que los empalmes de tuberías, los materiales utilizados en la prefabricación abierta son muy variados: desde aleaciones ligeras para muros cortinas hasta el hormigón armado, pese a las limitaciones que impone el peso de las piezas y la fragilidad de sus aristas.

En resumen con la prefabricación abierta se da un gran paso en la industrialización de la construcción, reduciendo notablemente las operaciones de acabado en obra mediante la fabricación de piezas

normalizadas muy precisas, ofrecidas mediante catálogos tanto al arquitecto como al constructor.

1.5.2 Prefabricación cerrada.

Que es la que utiliza elementos prefabricados en serie, no previstos para la posibilidad de intercambiarlos con otros de procedencia ajena al propio sistema, y que exigen una coordinación estricta en las fases del proyecto, fabricación, transporte y montaje de los elementos o también consiste en la industrialización de grandes piezas, que constituyen elementos completos de una vivienda, fabricadas por moldeo en serie y colocadas en obra mediante un esquema de montaje previamente establecido, siguiendo un proyecto de arquitectura determinado, adaptado especialmente a las exigencias constructivas de las piezas prefabricadas, el proceso industrial de los sistema que siguen este principio es mucho más compleja que en la prefabricación abierta, y precisa de puesta a punto de técnicas especiales de moldeo, detalles estructurales de las piezas y equipos especiales de transporte y de montaje en obra para elementos de hasta 10 toneladas de peso

Según el peso de sus elementos en la Prefabricación se distingue como sigue:

1.5.3 Prefabricación Ligera.

Que es aquella que precisa de maquinaria de manejo, para elementos cuyo peso no sobrepasa los 500 Kilos, con independencia de su volumen.

1.5.4. Prefabricación media.

Que es la que precisa la maquinaria de manejo para elementos cuyo peso no sobrepasa los 1000 kilos.

1.5.4 Prefabricación pesada.

Que es la que precisa de maquinaria de manejo para elementos cuyo peso sobrepasa los 1000 kilos con independencia de su volumen.

1.5.5 Sistemas mixtos

Las clasificaciones anteriores sirven para darnos una idea general de la gran variedad de elementos prefabricados que entran en la construcción industrializadas de viviendas. De los muchos procedimientos existentes actualmente, sólo algunos pueden incluirse exactamente en los tipos de prefabricación considerados.

El resto de los sistemas industrializados participan parcialmente de las características generales expuestas, con variantes a base de construir parte de los elementos estructurales in situ por procedimientos tradicionales evolucionados, con lo que pueden considerarse como sistemas mixtos.

CAPITULO 2

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO

2.1 GENERALIDADES

El requerimiento de mayores exigencias en edificios comerciales, industriales, civiles, y domésticos conlleva un replanteo de las estrategias de construcción. La industria de la construcción con prefabricado está viendo cuales serán las exigencias más altas porque el grado de fabricación empleando mano de obra calificada con un control de calidad, va a crecer extraordinariamente. Para conseguir el óptimo beneficio es muy importante que el diseño de una estructura de concreto prefabricado se conciba según unas reglas específicas desde el principio. El mayor problema ha sido que existe una gran cantidad de información detallada y genérica en guías de diseño sólo para proyectos definidos.

2.2 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES DE CONCRETO PREFABRICADO.

Todos los sistemas de construcción tienen sus propias características, dentro de las cuales están su diseño, altura entre plantas, estabilidad y su sistema estático.

Los proyectistas han de considerar las posibilidades, restricciones y ventajas de estructuras no convencionales como el concreto prefabricado, las estructuras espaciales compuestas EEC, albañilería armada, etc. así como los detalles de fabricación, transporte, montaje y capacidad de servicio antes de completar un diseño de este tipo.

Para conseguir la máxima eficacia y rendimiento se deben estudiar y evaluar cada uno de los sistemas mencionados, pues estos tienen limitaciones que dependen del sistema.

Los Tipos de Sistemas Estructurales de Concreto Prefabricado

básicos a seleccionar son:

- Sistemas estructurales con muros de carga.
- Sistemas estructurales con esqueleto.
- Sistema estructural mixto.
- Sistema estructural de piso.

2.2.1 Sistemas con Muro De Carga

Los muros de carga de concreto prefabricado, se presentan como muros transversales, muros con huecos y en fachadas resistentes. Estos sistemas se usan en caso de viviendas y edificios hasta de 4 niveles. Estos muros ofrecen la ventaja de ser similares a los edificios clásicos de ladrillos y mampostería. En Latinoamérica y por razones de tener abundante mano de obra, las construcciones son más económicas con muros convencionales.

Las tendencias van hacia construir espacios abiertos entre los muros de carga y emplear tabiques para la distribución interior. Los muros de concreto poseen una gran rigidez en su plano, por lo cual se usan en edificios ya sea prefabricados o hormigonados "In Situ" para la estabilidad a las estructuras frente a las acciones horizontales. Se conectan de tal forma que la totalidad de las paredes funcionen como una entidad en ménsula y se diseñan como vigas de gran peralte.

2.2.1.1 Sistema estructural de albañilería.-

El sistema estructural resistente está conformado por elementos de albañilería tanto para la transmisión de cargas verticales y laterales.

Este sistema se puede utilizar cuando existe una gran cantidad de muros en las dos direcciones, se utilizan generalmente en viviendas y edificios multifamiliares.

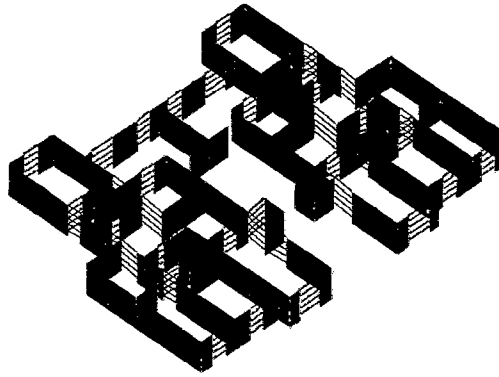


Figura 2.1. Estructura de Albañilería

Los muros le proveen la rigidez lateral necesaria. Pero debido a que el tipo de falla es debido al corte y a que los muros generalmente poseen poca ductilidad, pues colapsa con distorsiones de $1/100$. y son reparables con distorsiones menores a $1/200$; el sistema estructural está restringido en el Perú hasta un máximo de 5 niveles o 15 m. de altura, es conveniente indicar que en otros países se utiliza el sistema de muros armados con mayor numero de niveles. En la figura 2.1 se presenta una edificación de albañilería con una gran cantidad de muros en dos direcciones de la planta.

2.2.2 Los Sistemas Estructurales con Esqueleto

Son adecuados para edificios que necesiten gran flexibilidad, y sobre todo cuando se necesitan grandes luces, con espacios abiertos sin muros intermedios.

Un aspecto importante para seleccionar entre un sistema prefabricado de esqueleto con nudos articulados y una estructura convencional con nudos rígidos es el relativo a sus flechas.

En un pórtico o en una viga continua de tramos iguales los momentos negativos son similares a los momentos positivos de una viga aislada de vanos similares ($wl^2/8$). Dadas las restricciones en armados mínimos no se tendrá, por tanto, una economía significativa referente a sus armaduras, más aun teniendo en cuenta que para una viga simplemente apoyada se puede calcular con más precisión los esfuerzos.

La ventaja principal de la continuidad es evidente en cuanto a las flechas que pueden ser cinco veces inferiores y en lo referente a su comportamiento global frente a acciones sísmicas. En una zona no sísmica, por tanto, y sin restricciones especiales de apoyo se puede afirmar que una solución prefabricada de esqueleto es competitiva frente a otra convencional, sin tener en cuenta incluso otros factores como plazo de ejecución o acabados finales, la construcción con prefabricado está viendo cuales serán las exigencias más altas.

Para el análisis y diseño de la estructura primeramente se debe definir el sistema estructural recomendable que proporcione mecanismos de transmisión de cargas laterales (sismo, viento) y cargas verticales. Actualmente se utilizan diversos sistemas estructurales, los cuales se eligen de acuerdo al uso, al número de pisos, y a lo que permite la

arquitectura. A continuación se muestra diversos tipos de sistemas estructurales aporticados con esqueleto comúnmente usados.

2.2.2.1.- Estructura Aporticada.-

Se trata de una estructura conformada por un entramado de vigas y columnas que forman pórticos en dos direcciones perpendiculares de la planta Fig.2.2. El esqueleto de la estructura debe ser considerado como un todo en sus tres dimensiones, normalmente el conjunto presenta dos direcciones principales, perpendiculares entre sí. Es bastante común usar la acción pórtico en una dirección y de arriostrarse en la otra.

2.2.2.2.- Estructura Aporticada con Placas.-

Este tipo de estructura soluciona los problemas de distorsiones del anterior sistema, pues las placas proporcionan la rigidez lateral del piso necesaria para poder cumplir con los exigentes códigos sísmicos actuales. Estas placas deben colocarse en dos direcciones perpendiculares de la planta como se muestra en la figura 2.3.

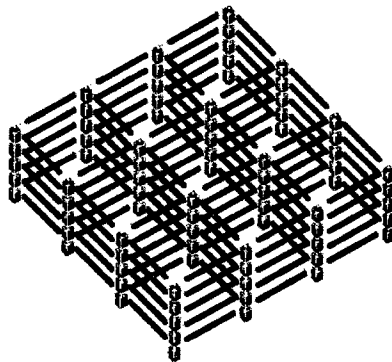


Fig. 2.2.-Estructura Aporticada.

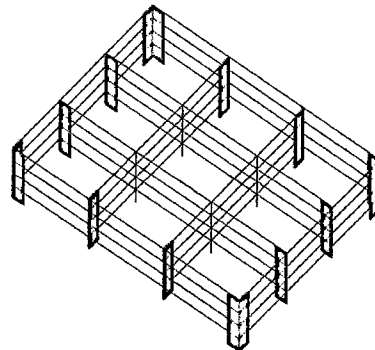


Fig. 2.3.-Estructura de Pórticos con placas.

2.2.3 Los Sistemas Estructurales Mixtos

Las estructuras mixtas son un claro ejemplo de estructuras que pueden prefabricarse mediante el sistema de "esqueleto". Las estructuras mixtas describen un tipo de construcción en que se combina el concreto prefabricado en combinación con otros productos de la edificación como el concreto in-situ, el acero, ladrillo y madera. El comportamiento estructural se consigue con la interrelación de ambos materiales

Este sistema estructural es típico en viviendas unifamiliares de pocos niveles. Se combinan los muros portantes en una dirección y pórticos en la otra dirección (figura 2.4). Este sistema es muy común en el Perú, gran rigidez en una dirección (muros portantes), y poca rigidez en la otra dirección de los pórticos. Debe tenerse mucho cuidado en proveer la rigidez necesaria en la dirección de los pórticos colocando algunas placas sin causar problemas de torsión en planta.

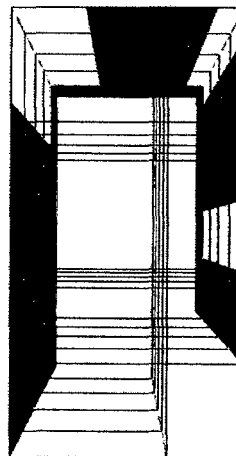


Figura 2.4 Estructura Mixta.

2.2.4 Los Sistemas Estructurales de Piso

Los elementos que cumplen una función importante en la resistencia sísmica son los elementos horizontales que distribuyen la fuerza sísmica, en los elementos verticales debido a la fuerza de inercia que se generan ante un evento sísmico. Estos elementos horizontales son las losas y diversos sistemas de techo, los cuales constituyen diafragmas horizontales infinitamente rígidos capaces de distribuir las fuerzas sin deformarse.

2.3 ESTABILIDAD GENERAL EN LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

La estabilidad y la seguridad son dos consideraciones estructurales imprescindibles en la prefabricación. En las construcciones hechas "In Situ", la estabilidad está asegurada sin necesidad de precauciones especiales. En construcciones prefabricadas los elementos estructurales no formaran un sistema estructural antes de que las juntas sean activas. Por lo tanto, la estabilidad y la seguridad de una estructura prefabricada, siempre debería considerarse independiente de la altura misma.

La necesidad de estabilidad horizontal requiere sistemas que transfieran a la cimentación la acción del sismo, viento, y otras cargas horizontales. En las siguientes secciones se describen varios caminos para conseguir la estabilidad horizontal, mediante la introducción de elementos estabilizadores en las estructuras prefabricadas.

2.3.1 Estabilidad en Sistemas estructurales básicos utilizados en edificios prefabricados

2.3.1.1 Estabilidad Sistemas de Pórticos.

Están compuestos por elementos lineales, como vigas y columnas. Existen dos opciones distintas. En el primer caso la estabilidad se consigue mediante el efecto ménsula de las columnas empotradas en la cimentación a través de conexiones resistentes a momentos. La conexión columna -viga es articulada y actúa como una rótula (Fig. 2.5.a)

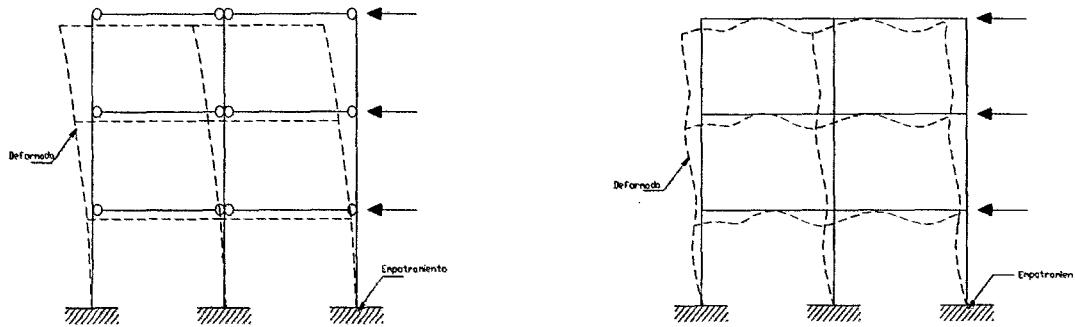


Fig. 2.5 Estructuras en pórticos sin arriostramiento

a) Columnas en ménsula

b) Estructura continua

En el segundo caso la estabilidad se logra gracias a la continuidad en la respuesta a la flexión y al cortante de los componentes de la estructura. La conexión con la cimentación puede, o no, ser empotrada según las necesidades (Fig. 2.5 b).

2.3.1.2 Estabilidad Sistema estructural Arriostrados.

Están compuestos de los mismos elementos señalados anteriormente, pero la estabilidad se consigue mediante núcleos y muros resistentes a cortantes, o refuerzos similares. La conexión a la cimentación con articulaciones o empotramientos (Fig. 2.5a).

Los sistemas intermedios pueden aparecer en aquellas conexiones viga-columna que transmiten momentos flectores, incluso si no son rígidas. A partir de este momento todos los sistemas columna-viga se englobarán en un único grupo denominado sistemas estructurales de pórtico y esqueleto.

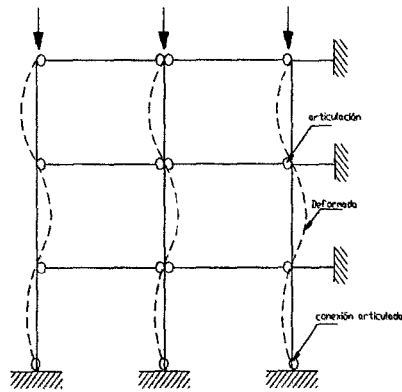


Fig. 2.6 Estructuras con esqueleto arriostrado

2.3.1.3 Estabilidad en Muros de carga

Estos aparecen como muros interiores, es decir, muros transversales y en esquina, o bien en huecos de comunicación vertical o así como en forma de fachada resistente.

Los muros resistentes soportan las estructuras horizontales y transmiten las cargas a la cimentación. También pueden diseñarse como una unidad estructural para soportar las cargas horizontales en su plano y transmitir las a la cimentación.

La interacción entre los muros se asegura mediante conexiones y sistemas de unión que transmiten los esfuerzos cortantes, tracciones y compresiones.

En edificios con muros de cargas resistentes, los muros transversales son apropiados para funcionar como paredes rigidizantes, proporcionando únicamente resistencia en su propio plano, debiendo ser completadas con muros perpendiculares a su plano, o con núcleos.

Cuando los muros tienen grandes aberturas tales como puertas, debe comprobarse si la parte superior a dicho hueco puede contribuir a la rigidez. Si no fuese así, sólo debe tenerse en cuenta la parte de la pared no ocupada por dicho abertura. La acción conjunta con las paredes adyacentes, unidas en forma de *L-H-U* o *T*, es posible siempre que las juntas verticales entre los paneles puedan transferir los esfuerzos cortantes requeridos. Debe existir homogeneidad en el comportamiento de la estructura, horizontal y verticalmente.

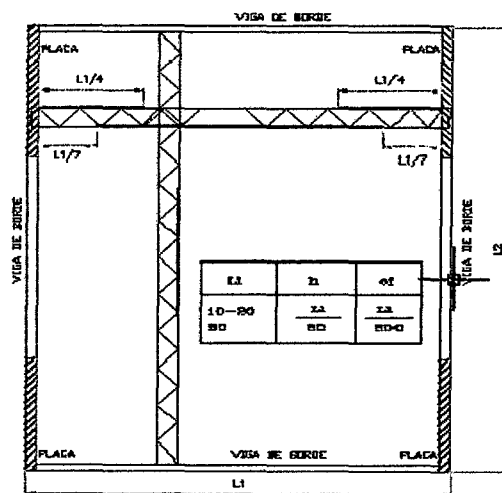


Fig. 2.7 Estructuras con muros de carga

2.3.1.4 Estabilidad en Fachadas

Estas pueden ser portantes o no. Soportan cargas, sostienen los techos y los elementos de fachada que están por encima, y también en algunos casos, proporciona estabilización horizontal.

Las fachadas que no soportan cargas están sujetan a las estructuras de los edificios, y en el caso de zonas sísmicas es necesario conseguir una unión con amortiguadores para no comprometer la fachada no estructural con los movimientos sísmicos.

2.3.1.5 Estabilidad en Aligerados, Estructura Espacial Compuesta y cubiertas prefabricados.

Su función es soportar cargas a lo largo del vano y transmitirla a las estructuras principales. Los aligerados, EEC y cubiertas están diseñados para actuar mediante apoyos simples pero si se diseñan conexiones para transmitir los momentos de un tramo a otro, se puede tener la continuidad.

Los aligerados, EEC y cubiertas ya sean prefabricados o hechos "In Situ", se diseñan para transmitir fuerzas horizontales en su plano, del mismo modo que una viga de gran peralte, esto se consigue conectando las piezas y el sistema global de arriostramiento.

En las EEC las conexiones de los techos con las columnas son mediante capiteles y los refuerzos de borde que se colocan in situ.

En los edificios prefabricados las cargas horizontales del viento, o las sísmicas, se suelen transmitir a los pórticos que han de resistir flexiones, a las paredes resistentes cortantes, y a los núcleos verticales, entre otros, mediante los elementos de cubierta y de losas (concreto con

ladrillo hueco, E.E.C.), cuyo comportamiento es similar al de un diafragma.

Los diafragmas son estructuras planas horizontales, cuya función es transferir la acción de las fuerzas horizontales, que actúan en diferentes zonas de la estructura a los elementos estabilizadores verticales.

Se hace notar que al emplear la EEC no hay columnas interiores, sino la estructura actúa como un diafragma apoyado sobre elementos y núcleos resistentes como son las columnas o placas de concreto, como veremos en los ejemplos presentados en el capítulo sobre aplicaciones de la EEC.

2.4 INTEGRIDAD ESTRUCTURAL

El propósito esencial en el diseño de estructuras prefabricadas es obtener una entidad coherente a partir de los componentes prefabricados individualmente. Algunos elementos o parte de la estructura sólo tienen como misión actuar como apoyos de cargas o de distribución, mientras que otros también realizan una función estabilizadora horizontal.

La coherencia entre todas las partes se alcanza gracias a la instalación de las conexiones adecuadas. En el diseño de detalles, no sólo se debe considerar la transferencia de las fuerzas entre las unidades individuales, sino también la necesidad de continuidad a través de las uniones y la ductilidad de éstas para conseguir la integridad general de la estructura.

Esto se puede conseguir a través de una serie de uniones, en tres dimensiones. Estos zunchos de unión son elemento continuos, consistentes en barras o tendones de refuerzo colocados en el concreto in-situ, entre los encofrados, en manguitos, o en conexiones entre los elementos prefabricados en dirección longitudinal, transversal o vertical.

Su misión no es sólo transmitir las fuerzas normales entre las piezas, originadas por el viento y otras cargas, sino también dar una resistencia y seguridad adicional a la estructura, para resistir carga anormales, como asentamientos diferenciales, explosiones de gas, impactos de vehículos, etc.

Las estructuras prefabricadas son más sensibles a los efectos de las cargas anormales, que otros sistemas tradicionales de construcción, debido a la presencia de juntas entre los elementos estructurales. De cualquier modo, se ha comprobado experimentalmente que es perfectamente posible soportar dichas cargas mediante la correcta unión de los diversos elementos de la estructura.

En las normas actuales sobre carga no previstas, aceptan fallo de un elemento estructural individual, o el colapso de una porción limitada del edificio, aunque el colapso progresivo de un fallo individual sea estimado inaceptable.

El colapso progresivo puede definirse como una reacción en cadena subsiguiente al daño de una pequeña porción de la estructura. Este tipo de colapso ocurre normalmente tras la pérdida de capacidad estructural, o la descolocación de algún elemento crítico, debidos a la acción de una carga anormal. Se ha desarrollado varias estrategias de diseño con el fin de minimizar los efectos de daños accidentales, tales como:

1. Eliminación de los motivos causantes de fallos locales, colocación de protección específica en zonas sensibles de la estructura, barreras alrededor de las columnas para prevenir los impactos de vehículo, incorporación en el edificio de aberturas de ventilación para limitar la presión desarrollada en una explosión de gas.

2. Diseño de la estructura con la finalidad de que las acciones anormales no causen fallos locales.

3. Permitir que la falla local inicial tenga lugar, pero diseñando la estructura de modo que el colapso progresivo no se produzca, y asegurar un camino alternativo para las cargas. En este aspecto es más importante prevenir el fallo de los miembros estructurales, que genera un daño aún mayor por la carga que producen los propios escombros.

CAPITULO 3

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

DISEÑO Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

La Estructura Espacial clásica es una estructura autoportante, formada por mallas de acero superior e inferior conectadas por diagonales, las cuales forman una pirámide de base cuadrada. Como elementos rigidizantes se tienen una losa superior y otra losa inferior de concreto, tal como se detalla a continuación, así como su comportamiento bajo diferentes acciones de carga.

La Estructura Espacial está constituida por:

a) Un armazón metálico formado por dos mallas de acero; una es denominada superior y la otra inferior. Son llamadas así por su ubicación dentro del armazón metálico. Estas mallas están unidas entre sí por barras diagonales que forman pirámides de base cuadrada. Fig. 3.1.

b) Una o dos losas de concreto; una ubicada en la malla superior, que vendría a formar el piso, y la otra ubicada en la malla inferior, que sería el cielo raso.

Los objetivos de la norma E-030 respecto a la seguridad están de acuerdo en que, en casos normales, las estructuras no deberían colapsar bajo los sismos esperados más fuertes, pero si debiesen aceptar incluso grandes daños, mientras que para los sismos de baja intensidad, bastante mas comunes, no debería producirse.

Las estructuras compuestas se utilizan para pórticos que resisten momentos en países con alto riesgo sísmico, como Japón, Nueva Zelanda, Perú, etc. Tales pórticos se diseñan con la intención de conseguir un comportamiento monolítico.

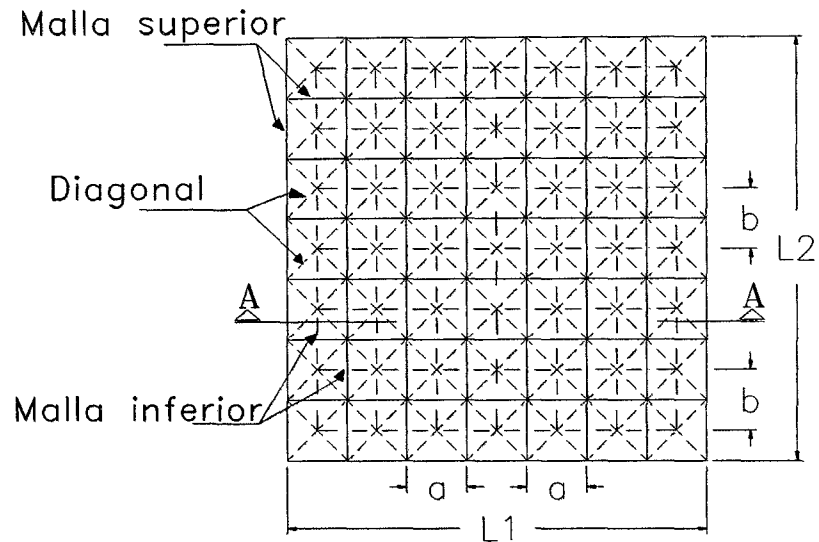


Fig. 3.1 Componentes de la E.E.C

3.1.1 Propiedades de la Estructura Espacial Compuesta

El sistema tiene la propiedad que al ser una estructura formada por conjunto de barras trianguladas sujetas a acciones de fuerza en el espacio, no concurrentes ni paralelas, estas pueden reducirse a dos fuerzas en el espacio que a su vez puede equivaler a un par de fuerzas, el par equivale a lo que se llama "par de flexión o par torsión".

Por esta razón, al analizar una estructura espacial modelada como una losa continua equivalente no es necesario considerar "flexión", "torsión" ni "cortante" solo se necesita aplicar la fórmula que expresa que el momento es igual a fuerza por distancia y la única complicación que se presenta es el cálculo del pandeo en las piezas sometidas a compresión y un potencial colapso progresivo ocasionado por el mismo.

En esta estructura se conoce que la transmisión de esfuerzos de las losas de concreto superior e inferior se efectúa a través de las barras diagonales

trianguladas en el espacio y empotradas en ellas, lo que permite el comportamiento tipo losa de la estructura.

La estructura espacial consigue eliminar hasta una 60% del peso muerto de la estructura tradicional, ya que en ella no existe concreto fracturado que no trabaja.

En la parte superior lleva una capa de concreto de 5 a 7 cm de espesor aproximadamente que sirve de elemento resistente a la compresión y hace además las veces de piso. En la parte inferior también se puede poner una losa que hace las veces de cielorraso y que protege del fuego y agentes agresivos a las diagonales.

Por ultimo una propiedad que se debe hacer resaltar es que al aumentar el peralte, como consecuencia de las luces a cubrir, el peso de la estructura por unidad de área no aumenta significativamente.

3.1.2 Tipos de Estructuras Espaciales

Las estructuras formadas por barras se pueden distinguir en dos tipos:

- Aquellas en las cuales la unión entre barras se realiza a través de nudos rígidos (es decir que sí el nudo experimenta un determinado giro, todas las barras concurrentes experimentan el mismo giro). Ejemplo de estas son las mallas espaciales con losa de concreto inferior y/o superior, la EEC. (ver Fig. 3.1).
- Aquellas con nudos articulados en los cuales cada barra concurrente puede girar independientemente de las otras.

Esta distinción, sin embargo queda anulada por la forma de la estructura. Así en una viga triangulada con barras de dimensiones similares entre si aparecen prácticamente los mismos esfuerzos tratando los nudos como rígidos o articulados,

ya que los momentos flectores que necesariamente aparecen en el primer caso son muy pequeños en comparación con los esfuerzos axiales, de magnitud muy semejante en ambos casos.

Esta consideración permite, precisamente en las mallas, que no sea necesaria la construcción de nudos articulados perfectos y usar, tipos de nudos que en realidad no son rígidos ni articulados, sino que se sitúan, en general, en una zona intermedia.

Este hecho, ampliamente empleado para analizar cerchas, está directamente relacionado con la teoría de la membrana en láminas y se debe al orden de magnitud de diferencia entre las deformaciones axiales y las de flexión y a la naturaleza triangulada de la estructura.

Dentro de las estructuras formadas por barras con nudos articulados ó rígidos que se desarrollan y calculan en el espacio, el término malla espacial se refiere a aquellas que se generan por repetición de un elemento geométrico. La malla superior e inferior puede entonces llenar un espacio tridimensional llamado estructura piramidal.

La malla puede, por otra parte, cerrar un espacio, como elemento de cubierta en la mayor parte de los casos; entonces se convierte en un claro paralelo de las primitivas vigas trianguladas: éstas son a las vigas macizas lo que la malla espacial es a la lámina. Estas mallas pueden ser, entonces, de una sola capa: esta capa debe estar triangulada para no convertirse en un mecanismo incapaz de equilibrio y conviene, sobre todo, a formas con nulas o pequeñas perturbaciones flectoras (cúpulas esféricas por ejemplo) siendo inútil en los casos opuestos (placas planas por ejemplo).

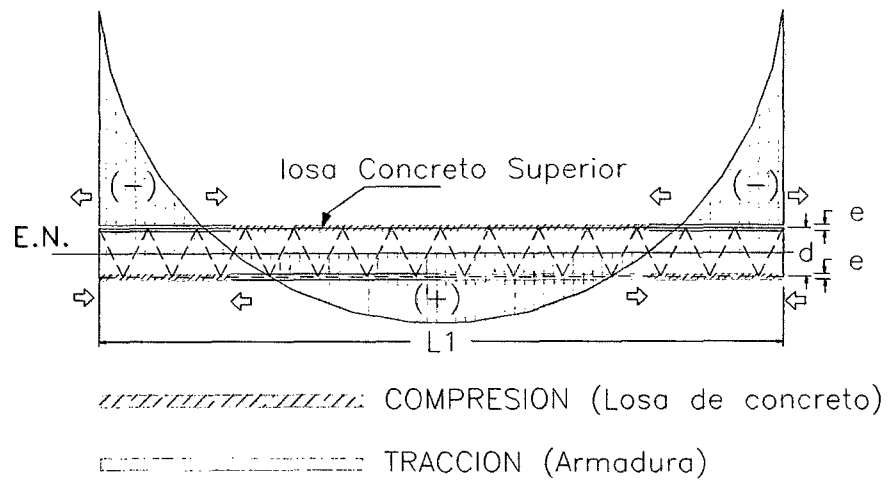


Fig. 3.2. Fuerzas internas de compresión y tracción en E.E.C.

Para mayor rigidez de la malla espacial (indispensable en grandes luces) se dispone dos capas unidas entre sí a través del conjunto de barras diagonales.

- Las dos capas son iguales en la mayor parte de los casos cuando la estructura soporta una sobrecarga por proceso constructivo, sin diafragma rigidizante; únicamente cobertura liviana.
- Las capas son diferentes cuando la estructura soporta sobrecargas mayores con diafragma rigidizante en la malla inferior y/o superior con la finalidad de obtener que el acero resista las tracciones y el concreto las compresiones.

(Fig. 3.2.)

Las mallas más comunes son las tetraédricas, formadas por tetraedros ensamblados que dan lugar a dos capas de triángulo equilátero, la malla multi-triangulada. Y las piramidales formadas por pirámides de base cuadrada soldadas o fijadas a uniones prefabricadas que originan dos capas de cuadrados, a veces triangulados. Las dos capas pueden ser distintas entre sí como el caso de una cúpula.

Una malla espacial formada por elementos triangulares en cada dirección es relativamente indeformable y puede prescindirse de los momentos flectores al ser de segundo orden en comparación a las fuerzas axiales. Por otra parte al ser indeformables estas pueden ser modeladas como láminas equivalentes homogéneas u ortotrópicas.

3.2 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA.

El diseño es un proceso iterativo que parte de unos requisitos de forma, función y resistencia, y obtiene una o varias soluciones de diseño. Por ejemplo, para diseñar una losa se suele partir de su *función* (sea ésta de una oficina, local industrial, depósito de materiales o una zona de estacionamientos), forma horizontal (plana, inclinada, desviada, etc.), posibles ubicaciones de sistemas estabilizadores (efectos de ménsula de columna y muros esbeltos), así como sistemas estabilizadores secundarios (braquets, capiteles o ábacos), y las características de los materiales (resistencia del concreto y fluencia del acero, etc.)

Partiendo de esta información se selecciona una o varias ubicaciones para las columnas con capiteles, placas y/o muros portantes, se determina la sobrecarga y se estima el peso propio seleccionando un determinado espesor para las losas (por ejemplo luz/25) Posteriormente se realiza el análisis y se verifica el comportamiento de la losa bajo diversos criterios.

Esta sección presenta el diseño, como losas espaciales armadas en dos direcciones y formadas por una celosía espacial con losa inferior y/o superior, una vez seleccionada la ubicación, número de columnas y muros portantes. Cabe mencionar que no es materia de estudio sobre cómo ubicar dichas columnas, placas y/o muros portantes, los cuales suelen ubicarse utilizando experiencia, criterios arquitectónicos, funcionalidad estructural, y criterios cualitativos. Sin embargo, dada la facilidad de cubrir grandes espacios diáfanos con este sistema los pilares pueden estar separados fácilmente en vanos de 30m sin necesidad de estar alineados formando pórticos.

Para el análisis mediante los métodos aproximados de asimilación a continuos las medidas de esfuerzos que se emplean son los momentos flectores, momentos torsores y cortantes verticales, definidos por unidad de longitud. Todos estos parámetros se obtiene de integrar en el espesor las tensiones normales y tangencial, y los diversos métodos de análisis se han presentado en los capítulos anteriores

Este capítulo presenta inicialmente el diseño a flexión de la E.E.C y su verificación por cortante y punzonamiento, transferencias de momentos y cortantes entre losas y columnas empleando el diseño a la rotura. Posteriormente se presentan diversos estados límites de verificación en servicio tales como desplazamientos máximo vertical y agrietamiento.

3.3 DISEÑO DE MALLAS ESPACIALES POR ASIMILACION A ESTRUCTURAS CONTINUAS.

3.3.1 Generalidades

Los procedimientos generales aquí expuestos son para el dimensionamiento de los elementos de las mallas espaciales (fig. 3.3) analizados como una estructura laminar continua, homogénea y habitualmente isótropa.

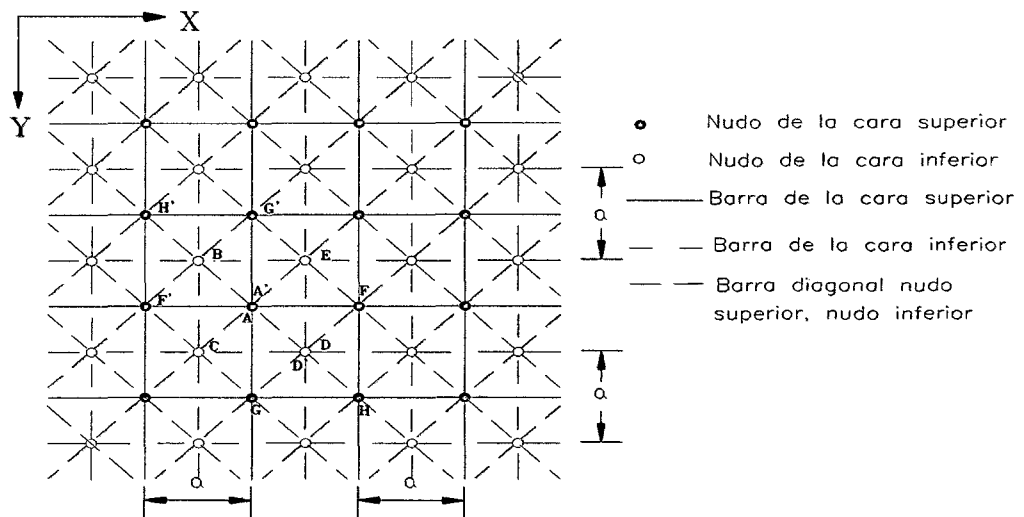


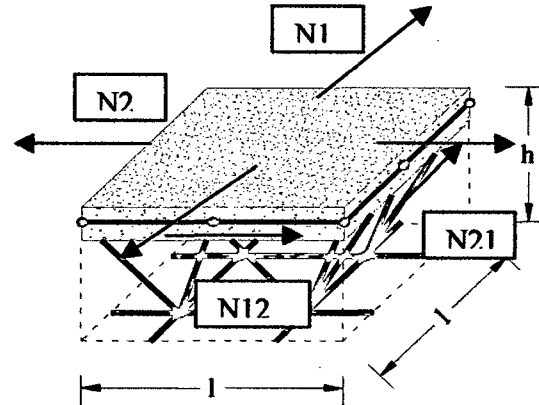
Figura (3.3) Malla espacial de lados iguales en cara superior e inferior.

Para efectuar el dimensionamiento de los diferentes elementos se plantea a continuación un proceso que consta de los siguientes pasos:

- 1) Determinación de las expresiones de los esfuerzos N_1 , N_2 , N_{12} , N_{21} , M_{11} , M_{22} , M_{12} , (esfuerzos normales y tangenciales en la losa) Q_1, Q_2 en una lámina continua de espesor h , módulo de elasticidad E y módulo de Poisson ν de forma y condiciones de apoyo similares a la malla considerada.
- 2) Determinación, en función de los esfuerzos de láminas, de las tracciones y compresiones en las barras reales de la malla.
- 3) Deformación que estas tracciones y compresiones producen en la malla.

- 4) Determinación, a partir de estas deformaciones, de las características de la lámina definida en (1) espesor h , módulo de elasticidad E , módulos de Poisson ν y módulo de elasticidad transversal G , repitiéndose los pasos 1 a 4.

Figura (3.4) Elemento de malla.



3.3.2 Determinación de tensiones en barras de mallas formadas por pirámides de base cuadrada.

Se estudian las tracciones y compresiones en las barras “contenidas” en un elemento cuadrado de lado “ l ” que forman las caras superior e inferior de la malla y “ h ” el espesor de la misma. Considerando que todas las mallas tienen el mismo módulo de elasticidad E se determina en primer lugar, que relación deberá existir entre las áreas de las secciones rectas de las barras, que definen los cuadrados de las caras. Se consideremos como elemento de malla el representado en la figura 3.4

La aparición de un cortante $Q1$ fig.(3.5) presupone la existencia de $Q3$ para que se mantenga el equilibrio del elemento al prescindir de los incrementos de momentos flectores y torsores. Aplicando $Q3$ y $Q1$ tal como indica la figura se producirán esfuerzos de tracción y compresión en las barras diagonales AB , AC , AD , AE .

- Descomposición de $(Q3.L)$ en las direcciones AR y AS :

$$AR = AS = \frac{1}{2} \sqrt{4h^2 + l^2}$$

$$\frac{\frac{l^2}{h} Q_1}{l} = \frac{P_{AR}}{\frac{1}{2} \sqrt{4h^2 + l^2}};$$

$$P_{AR} = \frac{1}{2h} \sqrt{4h^2 + l^2} Q_1$$

- Descomposición de PAR y PAS en las direcciones AB-AC y AD-AE respectivamente.

$$\frac{|P_{AB}^{Q_1}|}{AB} = \frac{P_{AR}}{2AR}; \quad AB = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{2h^2 + l^2}$$

luego

$$|P_{AB}^{Q_1}| = \frac{P_{AR} AB}{2AR} = \frac{1}{2h} \sqrt{4h^2 + l^2} Q_1 \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{2h^2 + l^2} \frac{1}{\sqrt{4h^2 + l^2}} = \frac{l \sqrt{8h^2 + 4l^2}}{4h}$$

Por lo tanto:

$$P_{AB}^{Q_1} = P_{AC}^{Q_1} = -P_{AE}^{Q_1} = -P_{AD}^{Q_1} = -\frac{l \sqrt{8h^2 + 4l^2}}{4h} Q_1$$

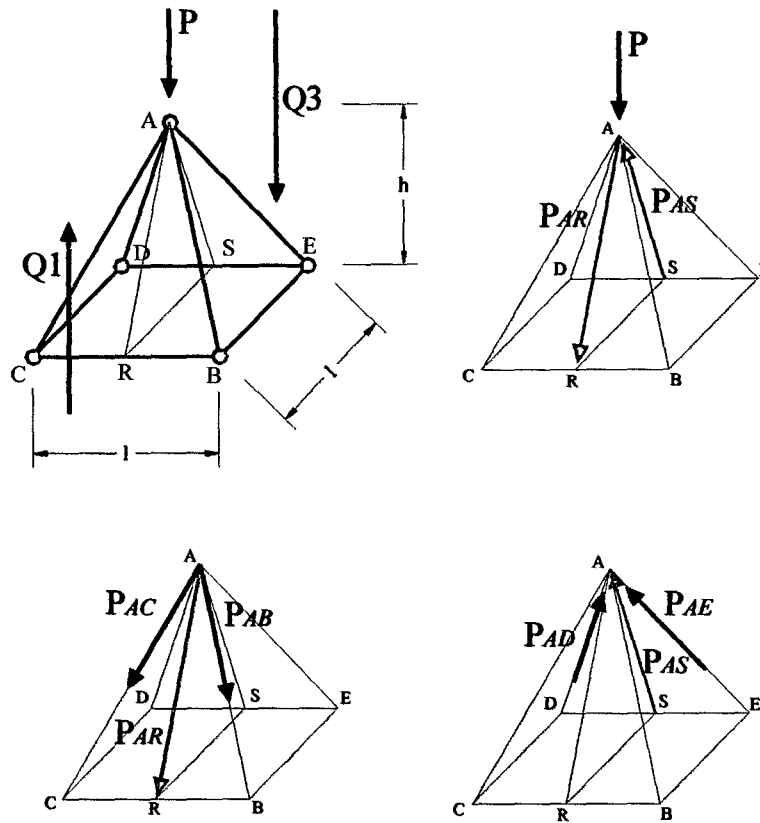


Figura (3.5) Descomposición de Fuerzas en la malla.

De la misma forma que en el caso de Q1, el cortante Q2 origina las siguientes tracciones y compresiones en las diagonales de la malla

$$P_{AB}^{Q2} = P_{AC}^{Q2} = -P_{AE}^{Q2} = -P_{AD}^{Q2} = -\frac{l\sqrt{8h^2 + 4l^2}}{4h} Q_2$$

El momento flector M11 origina principalmente tracciones y compresiones en los elementos superior e inferior de la malla. Sustituyendo M11 por un par (M11.L/h) se obtienen las fuerzas que actúan en las caras superior e inferior.

Para el caso habitual de láminas planas con cargas perpendiculares a la superficie neutra se obtiene directamente que las fuerzas de membrana (es decir N_1 , N_2 , N_{12}) son cero.

3.4 VERIFICACION POR DEFLEXIONES.

Las deflexiones en losas de concreto armado son importantes no sólo desde un punto de vista estético sino que además si son excesivas pueden causar el agrietamiento de la tabiquería. También son importantes en coberturas pues pueden causar la acumulación de agua o nieve con su consiguiente aumento en sobrecarga. Incluso pueden ocasionar un colapso progresivo por la interacción entre el aumento de la sobrecarga y la deflexión.

El cálculo preciso de las deflexiones no es un problema sencillo debido a la dificultad de evaluar parámetros como agrietamiento y las deformaciones diferidas del concreto. Las losas generalmente requieren una cuantía reducida de acero por lo que el agrietamiento suele ser importante. Por ejemplo para una losa con una cuantía de acero $\rho = 0.002$ la relación entre la rigidez a flexión sin agrietamiento y, con total agrietamiento (Ei_g/EI_r) se acerca a 10, tal como se muestra a continuación.

3.4.1 Inercia fisurada

La obtención de la inercia fisurada en secciones de concreto armado sin solicitaciones axiales puede realizarse de forma simple empleando el procedimiento de la sección homogeneizada. Para ello denominando "a" a la altura comprimida y considerando una sección totalmente fisurada, se tiene por equilibrio de fuerzas axiales

$$b a \frac{a}{2} - n A_s (d - a) = 0$$

donde A_s es la armadura en tracción.

Este procedimiento se puede extrapolar de forma similar considerando la armadura de compresión como un término adicional $(n-1)A_s''$. Resolviendo la ecuación cuadrática se obtiene el canto del bloque de compresión

$$a = \frac{-nA_s + \sqrt{n^2A_s^2 + 2bnA_s d}}{b} \quad (3.10)$$

o en función de la cuantía de acero ($\rho = A_s / bd$)

$$\frac{a}{d} = n\rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{n\rho}} - 1 \right) \quad (3.11)$$

La correspondiente inercia fisurada es, por tanto,

$$I_{fis} = \frac{1}{3}ba^3 + nA_s(d-a)^2 \quad (3.12)$$

Con lo cual se pueden obtener tablas que proporcionen la inercia fisurada en función de la inercia bruta para una cuantía de acero y una determinada relación h/d. Esta última relación es importante de precisar pues influye de forma notoria en el valor final de la inercia. Por ejemplo para $h = 1.05d$ y $1.1d$, con un hormigón correspondiente a un módulo de equivalencia $n = 7.7$, se obtiene la siguiente tabla para el cociente entre la inercia fisurada y la bruta en función de la cuantía:

$\frac{h}{d}$	$\rho(\%) = 100A_s / bd$														
	.3	.5	.7	.9	1.1	1.3	1.5	1.7	1.9	2.1	2.3	2.5	2.7	2.9	3.1
1.05	.18	.28	.37	.44	.52	.59	.65	.71	.77	.82	.87	.92	.96	1	1.05
1.1	.16	.24	.32	.39	.45	.51	.57	.62	.67	.71	.76	.8	.84	.88	.91

Donde se aprecia que para cuantías bajas del orden de 0.003 la inercia fisurada es del orden de 5 veces inferior a la inercia bruta. Debido a los momentos suelen ser bajos en una gran parte de la losa, es común que el acero de refuerzo corresponda a cuantía mínima de dichas zonas. Por ello en condiciones de servicio no se agrietaría la losa.

Sin embargo, debido a variaciones térmicas, pequeños asentamientos de apoyos o alguna sobrecarga no uniformemente distribuidas, se presentan agrietamientos posteriores los cuales aumentan las deflexiones en el tiempo.

Para la estructura espacial empleando dos losas de hormigón y dados los espesores habitualmente empleados se puede considerar totalmente fisurada la losa inferior.

De esta forma se obtiene una inercia fisurada similar a la de una estructura espacial de una sola losa. Obsérvese que para losas mixtas con una sola capa de hormigón la inercia bruta y fisurada son exactamente iguales al no tener hormigón fisurado, siendo esta una de las ventajas de este sistema.

El cálculo final de la flecha, de forma similar a losas macizas, consistiría en determinar aquellos elementos finitos con momentos superiores al de fisuración en cada dirección calculando un canto equivalente para cada una. De esta forma se puede proceder como una losa ortotrópica o simplemente calculando un canto ponderado en función de los momentos actuantes en cada dirección.

3.4.2 Cálculo de las flechas diferidas

Según el ACI 318-83 los efectos diferidos del concreto tales como la retracción y la fluencia se determinan de manera exactamente análoga que para vigas. Así la deflexión función del tiempo se evalúa como la deflexión inicial multiplicada por:

$$\left(2 - 1.2 \frac{A's}{As}\right) \geq 0.6 \quad (3.13)$$

Donde, A's y As son áreas de acero a compresión y a tracción, respectivamente. Así como es común en losas y reticulados el área de acero a compresión es cero, este factor corresponde a dos. Es decir la deflexión total diferida, más la inicial, sería de tres veces la inicial.

Para ello se deben de evaluar las deformaciones diferidas del concreto empleando algún procedimiento, aplicando dichas deformaciones como acciones geométricas de sección. La retracción es una deformación atensional por lo que puede tratarse de manera independiente a las tensiones. La fluencia, sin embargo, requiere un análisis en el tiempo paso a paso, pues la fluencia cambia de estado tensional de la losa.

Nótese que empleando el procedimiento simplificado del ACI las deformaciones diferidas no afectan el estado tensional de la losa y sólo son tomadas en cuenta para determinar la deflexión final. Sin embargo, para las losas aligeradas que comúnmente se encuentra en edificaciones el procedimiento del ACI es suficientemente aproximado pues las redistribuciones de esfuerzos son inferiores a un 10%.

La deflexión diferida o adicional en el tiempo, resultante del flujo plástico del concreto y de las contracciones de fragua de los elementos en flexión podrá estimarse multiplicando la deflexión inmediata causada por las cargas

sostenidas (carga muerta y la porción de carga viva que se prevé actuará permanentemente) por el factor r que se obtiene por:

$$r = \frac{F}{1 + 50p'} \quad (3.14)$$

Donde: p' es la cuantía de acero en compresión ($p' = A's/bd$) en el centro del tramo para elementos simples o continuos y en la sección de apoyo para voladizos.

El factor F depende del tiempo en que se desee evaluar la deflexión diferida y podrá tomarse:

$$F = 1.00 \quad (3 \text{ meses})$$

$$F = 1.20 \quad (6 \text{ meses})$$

$$F = 1.40 \quad (12 \text{ meses})$$

$$F = 2.00 \quad (5 \text{ años o más})$$

La deflexión máxima permisible será la suma de la deflexión inmediata y la deflexión diferida.

$$\delta_{MAXIMA} = \delta_{INSTANTANEA} + \delta r_{DIFERIDA} \quad (3.15)$$

Las deflexiones máximas permisibles recomendadas por el ACI para losas aligeradas unidireccionales se presentan en la tabla 3.1. Como los criterios que limitan la deflexión máxima en losas aligeradas unidireccionales son similares a los que limitan las deflexiones de las losas, bidireccionales, dicha tabla puede emplearse para ambos casos.

La deflexión máxima según este código varía entre luz/180 a luz/480, dependiendo de una serie de factores tales como si la losa es, de piso o de techo, elementos no estructurales etc. No se especifica en el código cual es la luz a considerar, aunque es probable que corresponda la máxima luz entre columnas.

Esta dimensión se mide entre las caras de los soportes, si no hay vigas y entre las caras de las vigas si las hubiera.

Tabla 3.1 Deflexión máxima permisible		
Tipo de elemento	Deflexión a considerar	Deflexión máxima
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantáneas debida a la carga viva.	L/180 (b)
Piso que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión instantánea debido la carga viva.	L/360
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructural susceptibles de no sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión	L/480 ©
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	diferida debida a todas las cargas sostenidas, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional). (a)	L/240 (d)

L= Luz de cálculo considerado la distancia centro a centro de los apoyos.

- a) Las deflexiones diferidas se pueden reducir según la cantidad de la deflexión que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en los datos de ingeniería aceptables con relación a las características tiempo-deformación de elementos similares a los que se están considerado.
- b) Este límite no tiene por objeto constituirse en un resguardo contra el estancamiento de aguas. Este último se debe verificar mediante cálculos de deflexiones adecuados, incluyendo las deflexiones adicionales debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas sostenidas, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las previsiones para el drenaje. El límite no tiene por objetivo el controlar las deflexiones debido a la acumulación adicional de agua o nieve.
- c) Este límite se puede sobrepasar si se toman medidas apropiadas para evitar el daño a los elementos no estructurales (elementos apoyados o unidos).
- d) Pero no mayor que la tolerancia establecida para los elementos no estructurales. Este límite se puede sobrepasar si se proporciona una contraflecha de modo que la deflexión total menos la contraflecha no exceda la tolerancia de los elementos no estructurales.
- e) La deflexión a largo plazo se determina empleando la ecuación 3.14 o empleando un análisis más preciso y puede ser calculado partir de la fijación de los elementos no estructurales.

Con el objetivo de controlar las deflexiones el ACI proporciona unos espesores mínimos, a falta de cálculos precisos para obtener las deflexiones, lo cual claramente, no es el caso empleando elementos finitos. Si la deflexión máxima en una losa excede el límite permisible se puede disminuir la deflexión empleando tres alternativas.

1. Aumentar el peralte de la sección.-

Al aumentar el espesor de la sección se aumenta considerablemente su rigidez pues ésta es una función cúbica del espesor. Con esta alternativa se aumenta el peso propio, el cual es sumamente importante en luces mayores o iguales a 10 mt. Una alternativa es aumentar significativamente la rigidez sin un aumento considerable del peso propio, es emplear una losa compuesta de concreto con celosía espacial.

2. Aumentar el módulo de elasticidad del concreto.-

El módulo de elasticidad se puede incrementar aumentando la resistencia a compresión del concreto, según el ACI, el módulo de elasticidad del concreto es función de la raíz cuadrada de su resistencia a compresión. Sin embargo ésta no es una alternativa muy eficiente pues al aumentar la resistencia del concreto de 175 kgs/cm² a 210 kgs/cm² sólo se lograría disminuir la deflexión máxima un 10%.

3. Disminuir las deformaciones diferidas.-

La tercera alternativa consiste en proporcionar acero de compresión o en dejar deformar la losa durante un tiempo antes de fijar los elementos no estructurales. Las deformaciones diferidas del concreto disminuyen con el tiempo siendo muy importantes en los primeros días.

3.4.3 CONTRAFLECHA

La contraflecha es la curvatura de un elemento a flexión para contrarrestar algunas o todas las deflexiones debidas a las cargas de servicio.

El objetivo generalmente es eliminar la apariencia de combadura o hacer coincidir la elevación del elemento con la de los componentes adyacentes de la construcción cuando se carga el elemento.

En estructuras no convencionales como la Estructura espacial compuesta o losa reticular en dos direcciones con aplicación en grandes luces, es muy importante contrarrestar las deflexiones mediante una contraflecha y deben especificarse en los documentos de diseño.

3.4.4 PRUEBA DE CARGA

La carga de prueba se aplicará sin impacto a la estructura de manera que no se produzca un efecto de arco en los materiales de carga.

La carga de prueba se aplicará por incrementos y se tomarán lecturas de las deflexiones al final de la aplicación de cada incremento, La carga de prueba se mantendrá durante 24 horas y se tomarán lecturas de las deflexiones al final de dicho período. Luego se quitará la carga y 24 horas después se tomarán lecturas adicionales de las deflexiones.

Si durante la prueba o al momento de retirar la carga del elemento o parte de la estructura muestra signos de falla, sería necesario hacer los cambios o modificaciones apropiadas para que la estructura tenga una capacidad mayor.

Se considerará que la estructura ha pasado con éxito la prueba de carga, cuando la flecha máxima al cabo de 24 horas de aplicada la carga de prueba se mantiene igual o menor que:

$$D = \frac{L^2}{20000} x T$$

D= Flecha en centímetros

L= Luz

T = Peralte

Y después del tiempo de recuperación de la deflexión de 24 horas posteriores al retiro de la carga de prueba será de por lo menos el 75% de la deflexión máxima anotada.

$$D = \frac{L^2}{20000} x T$$

Si la deflexión máxima D, es menor que:

El requisito de recuperación no se tomará en consideración.

Para el caso de voladizos la luz (L) será considerada como dos veces la distancia del apoyo al extremo y la deflexión se corregirá por movimientos de apoyo.

Las construcciones que no muestren una recuperación mínima del 75% de la deflexión máxima pueden ser probada nuevamente, la segunda prueba de carga se realizará después que haya pasado por lo menos 72 horas de haberse retirado la carga de la primera prueba. La estructura no debe mostrar evidencia de falla en el nuevo ensayo y la recuperación de la deflexión causada por la segunda carga será por lo menos del 75%.

3.5 VERIFICACION POR FISURACIÓN.

El agrietamiento es un factor importante en el diseño de losas pues perjudica el aspecto estético de la losa, aumentan los desplazamientos y, además, las grietas longitudinales paralelo a las armaduras son un factor determinante en su resistencia contra la corrosión (las grietas transversales o de flexión no son determinantes en la resistencia a la corrosión). El concreto armado siempre se fisura debido a su baja resistencia a la tracción. Estas fisuras, sin embargo, son en muchos casos difíciles de apreciar a simple vista. El objetivo principal de la verificación por agrietamiento es limitar el ancho de las grietas.

Desde un punto de vista estético el ancho máximo de una grieta puede probablemente situarse entre 0.25 a 0.38 mm (es decir de 0.01 a 0.015 pulg.). Este intervalo, sin embargo, depende de varios factores como iluminación, ubicación de la grieta, uso de la losa, etc.

La vulnerabilidad del concreto armado contra la corrosión está claramente disminuida por el mayor espesor de grietas. Por ello en ambientes agresivos es sumamente importante limitar el ancho de grietas. No existe un consenso sobre cual es el ancho de grieta permisible aunque algunos estudios indican que si las grietas son de un ancho máximo de 0.41cm (ó 0.016 pulg.) no influyen en la corrosión, aún para medios agresivos [Park y Gamble87]. La tabla 3.2 presenta el ancho máximo de grietas, según el comité 224-1980 del ACI.

Tabla 3.2 Ancho máximo de grietas según ACI	
Ambiente	W máx. (mm)
Seco, interior	0.410
Húmedo, exterior	0.305
Salado	0.152
Depósito de agua	0.102

El concreto armado se agrieta principalmente debido a:

- (1) *Asentamiento plástico del concreto durante el fraguado.*
- (2) *Agrietamiento debido a cambios volumétricos durante el fraguado y posteriormente debido a cambios de temperatura.*
- (3) *Esfuerzos de tracción en el concreto debidos a tracción directa, flexión, cortante o torsión.*

- Las grietas debidas a los asentamientos plásticos se pueden evitar con una buena dosificación de la mezcla empleando un contenido de agua / cemento bajo y su vibrado. También se pueden disminuir evitando el vaciado del concreto en elementos profundos y empleando pretensado.
- Para evitar el agrietamiento debido al calor de hidratación durante el fraguado y posteriormente debido a cambios de temperatura el ACI 318-83 proporciona cuantías mínimas de refuerzo.
 - (a) Para aceros con limite de fluencia entre 2800 kgs/cm² y 3500 kgs/cm² (grado 40 a 50) la cuantía mínima es de 0.002.
 - (b) Para aceros con limite de fluencia de 4200 kgs/cm² (grado 60) cuantía mínima es de 0.0018
 - (c) Para aceros con limite de fluencia a 4200 kgs/cm² medido a una deformación de fluencia del 0.35 % la cuantía mínima es de:

$$\frac{0.0018 f_y}{f_s} \text{ donde: } F_s > f_y \quad (3.17)$$

La cuantía mínima no debe de ser inferior a 0.0014 en ningún caso. La separación máxima del acero de refuerzo no debe excede de 50cm (20pulg) ni siete veces el espesor de la losa.

- Los esfuerzos de tensión en losas se deben principalmente a su flexión bajo cargas perpendiculares. Para determinar el ancho de la grieta y su separación debido a estas cargas existen básicamente tres alternativas:
 - (1) Teoría clásica de adherencia - deslizamiento o "bond-slip theory".
 - (2) Teoría de no - deslizamiento o "no-slip theory".
 - (3) Procedimientos estadísticos.

Los más empleados en la práctica son la teoría clásica y los procedimientos estadísticos, los cuales se detallan a continuación.

Para presentar la teoría clásica considérese una sección de tridilosa sometida a cargas verticales las cuales originan esfuerzos de tracción máximos en su tramo central. El diagrama de cuerpo libre mostrado en la figura 3.6 presenta una sección de la tridilosa separadas por dos grietas verticales con espaciamiento "s".

Cada varilla de refuerzo tiene un área de concreto asociado "Ac". La teoría clásica asume una variación promedio constante de los esfuerzos de adherencia entre el concreto y el acero "Um", de manera tal que se obtenga la variación de tensiones para el concreto y el acero presentada en la figura 3.6. Se producirá una grieta en el concreto si el esfuerzo de tracción excede su resistencia a la tracción "ft".

Según esta teoría los espaciamientos mínimos y máximos entre grietas están definidos por:

$$\frac{f_t A_c}{\pi d_b u_m} \leq S \leq \frac{2 f_t A_c}{\pi d_b u_m} \quad (3.18)$$

Donde:

d_b es el diámetro de la varilla de refuerzo. Debe indicarse que no es posible obtener de manera exacta tanto d_b como u_m . Sin embargo en la práctica un valor constante para el esfuerzo de adherencia que funciona adecuadamente es de:

$$u_m = 500 \text{ psi}$$

El espesor de grieta se obtiene de integrar las deformaciones del concreto y del acero entre grietas, aunque para simplificar el problema se suelen ignorar las deformaciones del concreto. La expresión que determina el ancho de grietas es:

$$w_{max} = \frac{f_{s_{max}} 2 f_t A_c}{E_s \pi d_b u_m} \quad (3.19)$$

Donde $f_{s_{max}}$ es el esfuerzo de tracción máximo en el acero y E_s su módulo de elasticidad.

Los procedimientos estadísticos generalmente proporcionan mejores resultados que las teorías clásicas y del no-deslizamiento. El procedimiento estadístico más empleado en Estados Unidos, e incorporado al ACI, corresponde a Gergely y Lutz [68].

Este procedimiento empírico considera que los parámetros más importantes para determinar el ancho de grieta es el esfuerzo del acero, el área efectiva de concreto a tracción, gradiente de deformación desde el acero a la cara de concreto en tracción, número de varillas y finalmente, recubrimiento lateral inferior. De todos ellos el más importante es el área de acero. La expresión propuesta para el ancho de grieta en el extremo a tracción es:

$$w_{max} = \sqrt[3]{I_b A_s f_s} \cdot 10^{-6} \text{ (cm)} \quad (3.20)$$

$$w_{max} = \frac{\sqrt[3]{t_b A}}{1 + \frac{2t_s}{3h_1}} f_s \cdot 10^{-6} \text{ (cm)} \quad (3.21)$$

En estas ecuaciones, A es el área de concreto que rodea cada barra definida por la relación $(A = Ae / N)$ donde: $Ae = 2b(h-d)$, N=número de varillas de la fig 3.6, t_b es el recubrimiento inferior medido desde el centro de la varilla más baja, t_s el recubrimiento lateral, $\psi = h_2/h_1$, (h_1 y h_2 se definen en la fig 3.6.)

El significado de cada uno de estos parámetros está ilustrado en la fig 3.6

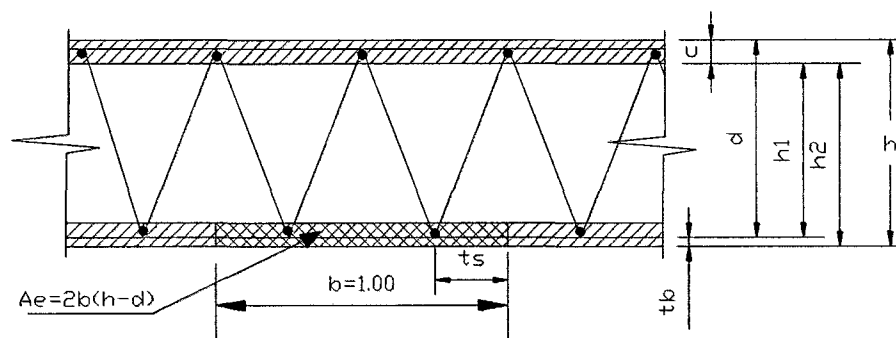


Figura 3.6 Parámetros que influyen en el ancho de grietas según Gergely-Lutz

El ancho de grietas según la propuesta de la Portland Cement Association (P.C.A.), para calcular el ancho máximo de grietas el nivel del acero de refuerzo es la siguiente:

$$w_{max} = 2.6 \sqrt[3]{t_b A} f_s \cdot 10^{-6} \text{ (cm)} \quad (3.22)$$

Esta ecuación se obtuvo después de una serie de ensayos de laboratorio ya que la ec. (3.19) sobrestima la influencia del diámetro y que el ancho de grieta depende principalmente del esfuerzo en el acero, f_s y del área efectiva de concreto que rodea a cada barra, A se obtiene dividiendo el área efectiva Ae entre el número de varillas. El esfuerzo del acero, f_s puede calcularse con la ecuación:

$$f_s = \frac{M}{A_s z},$$

Puede suponerse un valor aproximado de $z=7d/8$. La ecuación (3.20) es aplicable siempre que f_s sea menor que el esfuerzo de la fluencia, f_y , que el valor de A esté comprendido entre 20 y 320 cm², y que las barras de refuerzo sean corrugadas.

La formulas presentadas difieren no solo en los resultados también en las variables que intervienen, la correlación de ensayos y resultados no es tan buena como en el cálculo de resistencia, por la variabilidad misma del fenómeno de agrietamiento y por muchos factores que intervienen (tipo de barra, resistencia del concreto, recubrimiento, tipo de curado, condiciones de ambiente, etc).

3.5.1 Fisuración en losas de E.E.C.

El número de ensayos para determinar el agrietamiento en losas macizas apoyadas perimetralmente es muy reducido más aún de losas como la Estructura Espacial Compuesta. Esto se debe principalmente a que el agrietamiento de losas no ha sido un factor importante en la práctica.

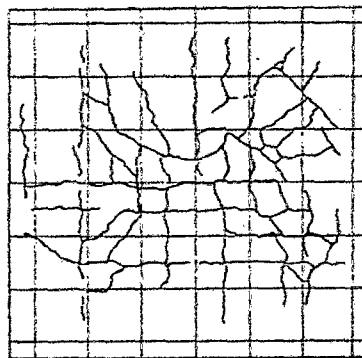
Se ha realizado un número limitado de ensayos con malla soldada¹ en los que se encontró que pueden formarse, bajo cargas de trabajo, las dos configuraciones de agrietamiento mostrados en la figura 3.7 (a,b), en la primera de estas configuraciones las grietas se forman siguiendo las líneas de refuerzo, mientras que en la segunda, las grietas se forman siguiendo líneas diagonales.

¹ Orenstein y E.G. Nawy, "Control de ancho de grieta en concreto reforzado de dos losas sujeto a distribución de carga uniformemente" (1970)

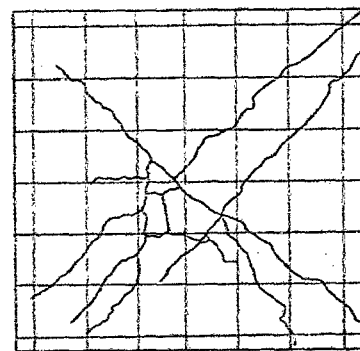
La formación de una u otra configuración depende del valor de un parámetro llamado índice de malla que se define como:

$$I = \frac{d_b s_t}{\rho_t},$$

Donde I es el índice de malla, d_b es el diámetro de los alambres de refuerzo en dirección longitudinal. Cuando el valor de I es menor de 1000 cm² se forma la configuración ortogonal mostrada en figura 3.7a y cuando es mayor, se forma la configuración diagonal mostrada en figura 3.7b.



a) Configuración Ortogonal,



b) Configuración diagonal.

Figura (3.7) Configuración de agrietamiento de losas (Orenstein y Nawy).

Finalmente debe de indicarse que no existe ningún procedimiento preciso para calcular el ancho de grietas, aún en condiciones controladas como puede ser en un laboratorio de estructuras. Por ello los valores obtenidos empleando las expresiones 3.18-3.22 u otra, deben tomarse como indicativos. Por otro lado el ancho de grieta no es un factor determinante en el diseño de losas, por lo menos para las empleadas comúnmente en edificación.

Procedimientos efectivos para limitar el ancho de grietas son los de emplear barras delgadas no demasiado espaciadas en las zonas de tracción del concreto, y emplear concreto de buena calidad con baja permeabilidad obtenida usando relaciones agua/cemento bajas y un cuidadoso curado. En casos especiales se ha empleado en la práctica refuerzos de fibras cortas sintéticas reduciéndose el ancho de fisura.

CAPITULO 4

UNIONES CON SOLDADURA DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

UNIONES CON SOLDADURA Y CORROSION DE ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

4.1 UNIONES CON SOLDADURA

4.1.1 Para aceros $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$

Electrodos para soldar acero dulce con corriente alterna o continua.

Tipo: supercito norma AWS/ASME E 7018.

Es un electrodo de arco protegido para soldar en toda posición, la penetración debe ser profunda y uniforme, y debe ser usado especialmente con equipo de soldadura de corriente alterna (transformador) de capacidad limitada y de voltaje en vacío bajo.

Su arco potente es muy estable y produce depósitos de muy buena calidad.

4.1.2 AMPERAJES

Para corriente alterna o continua, polaridad invertida.

3/32"	1/8"	5/32"	3/16"	1/4"
50-80	80-110	115-150	150-170	170-250

4.1.3 INSTRUCCIONES:

Para soldar en posición plana horizontal usar un arco de longitud mediana (aproximadamente igual al diámetro del electrodo que se está empleando) hacer cordones rectos o si la naturaleza del trabajo lo requiere aplíquese un movimiento de oscilación deteniéndose brevemente en las orillas, para asegurar una fusión apropiada y controlar mejor el tamaño y forma del cordón.

Para su empleo en posición vertical debe usarse un arco mediano y dar un movimiento de zig-zag al electrodo para permitir que se solidifique el metal en fusión.

En posición sobre cabeza se obtienen los mejores resultados empleando la misma técnica que para hacer un cordón de primera pasada aplicando un movimiento de zig-zag. Los cordones subsiguientes deberán hacerse con arco corto y vaivén moderado.

4.1.4 CARACTERISTICAS FISICAS:

RESISTENCIA A LA TRACCIÓN	LÍMITE DE FLUENCIA	ELONGACIÓN EN 2"
45.7 – 54.1 Kg/mm ²	38.6 – 45.7 Kg/mm ²	22% a 30%
65,000 a 77,000 Lbs/pulg ²	55,000 a 65,000 Lbs/pulg ²	

4.1.5 DETALLES TÍPICOS DE UNIONES CON SOLDADURA

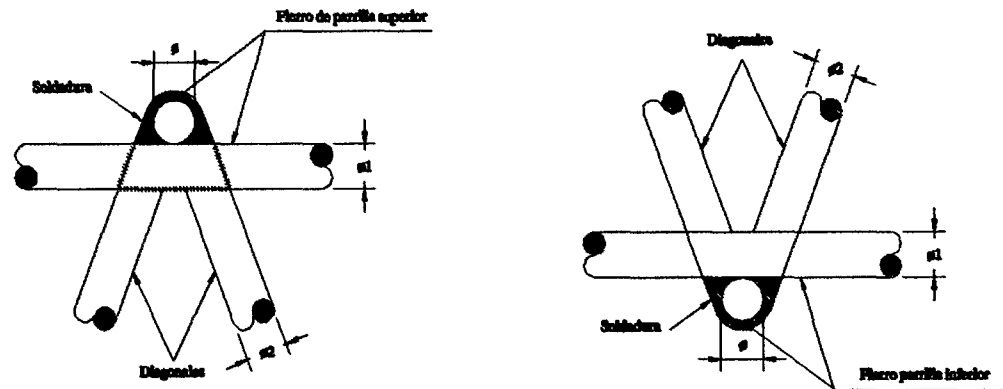


Fig.4.1. Uniones soldadas de mallas superior/inferior con diagonal

4.1.6 PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA PARA BARRAS CORRUGADAS SOLDABLES.

Las modernas técnicas, tanto de producción, como de control de calidad permiten en la actualidad la obtención de aceros corrugados soldables. Esta característica, viene recogida en la norma ASTM A706 G60, en la actual publicación sobre barras corrugadas soldables para armaduras de concreto armado.

4.1.7 RECOMENDACIONES PARA LA SOLDADURA DE BARRAS CORRUGADAS

4.1.7.1 Tipo de unión

El tipo de unión más recomendable es el denominado "A tope con refuerzos laterales" Fig. A, por ser la más sencilla de ejecución que las hechas a tope con chaflán y tener ventajas técnicas frente a la soldadura a solape.

No obstante si decidimos usar las uniones a tope con chaflán la más aconsejable para todos los diámetros es la de chaflán en X.

A) UNION A TOPE CON CHAFLAN EN "X"

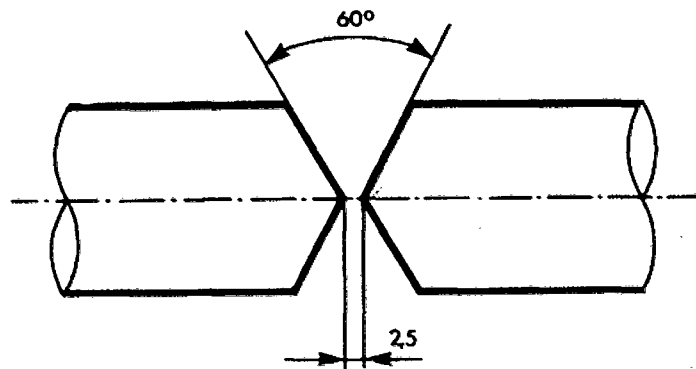


Fig. 4.2. Unión a tope con chaflán en X.

B) UNION A TRASLAPE SIMPLE

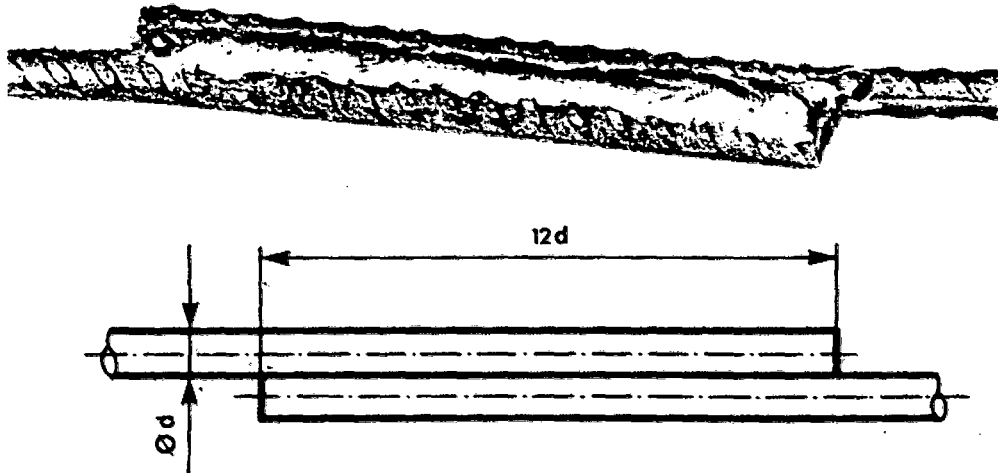


Fig. 4.3 Unión a tope con chaflán en X.

C) UNION A TOPE CON REFUERZOS LATERALES

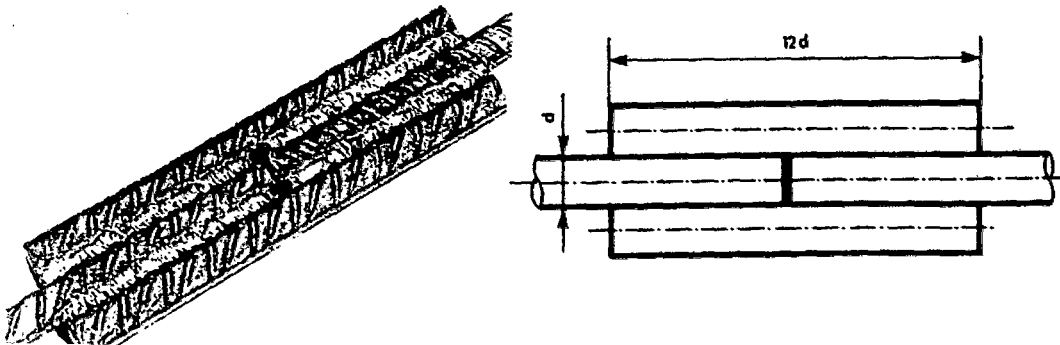


Fig. 4.4 Unión a tope con refuerzos laterales.

D) UNION EN CRUZ

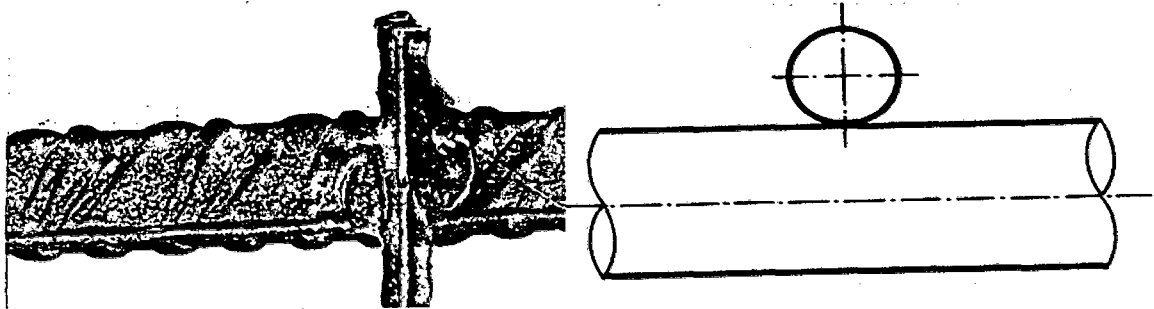


Fig. 4.5. Unión en cruz

4.1.7.2 Preparación del material

Existen uniones para las cuales no se necesita preparación especial, como es el caso de las uniones a tope con refuerzos laterales ya que los extremos de las barras no influyen en la resistencia de la unión. Sin embargo en las uniones a tope con chaflán la preparación es fundamental y debemos garantizar:

- a)- Un ángulo adecuado en los bordes.
- b)- No tener ni surcos ni cavidades.
- c)- No presentar superficies alteradas químicamente, por un mal proceso de corte.

4.1.7.3 Metal Base

Las barras a soldar deberán estar exentas de cualquier tipo de suciedad: grasas, aceites, pinturas, etc. que en caso de existir deben ser eliminados antes de iniciar la soldadura. La forma de eliminación será fundamentalmente química: acetonas, disolventes, etc.

Además deben estar siempre a una temperatura superior a 25°C. En caso contrario, habrán de calentarse previamente, manteniendo su composición química dentro de los límites indicados en la norma (US) ASTM A706, (NORMA ESPAÑOLA) UNE 36068 Y UNE 36088.

4.1.7.4 Metal de Aporte

El metal de aporte se debe elegir de acuerdo con los tipos de unión a efectuar recordando que las características mecánicas de esta serán:

- Iguales o superiores en las uniones a tope con chaflán.
- Iguales o incluso ligeramente inferiores en la unión a tope con refuerzos laterales.
- En las uniones en cruz las exigencias de calidad son inferiores a las uniones anteriores.

Además debemos procurar que su estado de conservación sea el adecuado, los electrodos deben mantenerse en lugar seco, protegidos de la humedad y siempre dentro de sus paquetes. Se introducirán en estufas portátiles para su transporte al puesto de trabajo de donde se extraerán solo para su utilización.

Los hilos, tanto tubulares, como macizos deberán encontrarse libres de óxido, humedad y cualquier otro tipo de suciedad. Su temperatura no será inferior a 15°C.

4.1.7.5 Técnicas de Soldadura

Son diferentes para cada tipo de unión, sin embargo, existen consideraciones que deben tenerse en cuenta en todos los casos:

- a)- El último cordón de cada capa será depositado en el centro para que se enfríe más lentamente.
- b)- Los diámetros finos, el mayor número de pasadas y la menor intensidad aumentarán la resistencia a tracción.

Si nos centramos más en las distintas uniones, se recomienda lo siguiente:

a)- Unión a tope con chaflán.

- Posicionar la junta sin puntear.
- Depositar el cordón de soldadura con intensidad ajustada y sin oscilación lateral.
 - Reforzar el cordón de penetración (con mayor intensidad).
 - Sanear el cordón por el anverso de la junta y depositar de forma alternativa los sucesivos cordones por ambas caras.
 - Rebajar el sobre espesor del cordón hasta dejar un ligero abultamiento sobre la barra.
 - Controlar constantemente la temperatura, vigilando que no supere los 150°C, para lo cual utilizaremos termómetros de contacto o lápices termocolor, situándolos a una distancia de 25 cm. del centro de la junta.

b)- Unión a tope con refuerzos laterales.

- Alinear correctamente las dos barras centrales.
- Puntear los refuerzos y soldar el cordón de raíz en cada una de las armaduras.
 - Soldar, en caso que sea necesario, el segundo cordón o pasada.

c)- Unión en cruz.

- Soldar con arco corto y con la intensidad correctamente regulada.

4.1.8 Defectos más usuales en la soldadura

4.1.8.1 Perceptibles mediante macrografías

1) **ESCORIAS:** partículas sólidas que se hallan inmersas en el cordón de soldadura.

Causas:

- Partículas no eliminadas en las pasadas anteriores.
- Falla de inclinación o intensidad del electrodo.
- Arco de excesiva longitud.
- Incorrecta disposición de los chaflanes.

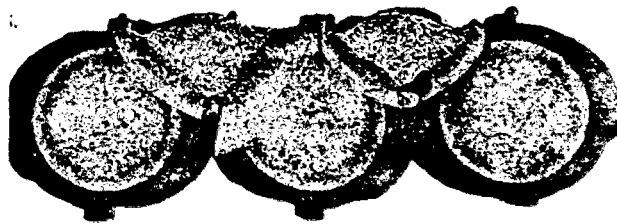


Fig.4.6.Detalle de partículas de escorias.

2) **FALTA DE FUSION:** Deficiencias en la unión entre el metal base y el de aporte

Causas:

- Insuficiente aporte térmico.
- Excesiva inclinación del electrodo o mala dirección de este.
- Excesiva rapidez en la ejecución.

3) **POROSIDAD:** Vacíos debidos a burbujas de gas, atrapadas en el metal de aporte.

Causas:

- Humedad del recubrimiento.
- Suciedad en el metal base.
- Arco de excesiva protección gaseosa (en soldadura semiautomática)
- Corriente y velocidad excesivas.

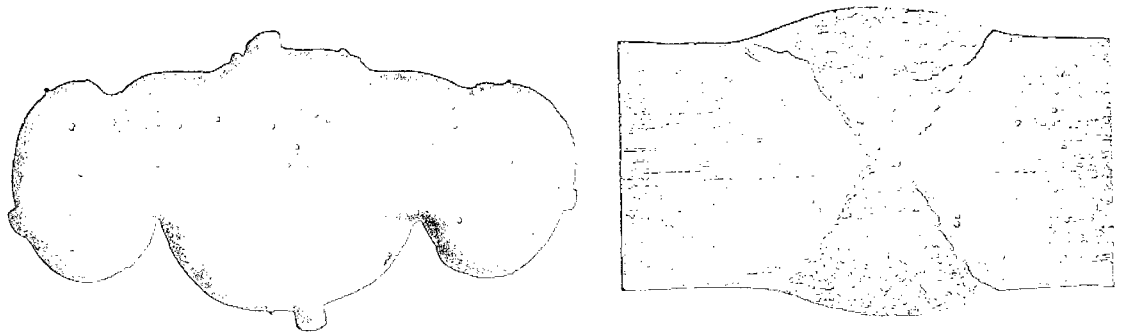


Fig. 4.7. Macrografía de soldaduras sin defecto alguno. Estas soldaduras han sido realizadas siguiendo las recomendaciones generales descritas.

4.1.8.2 Apreciables a simple vista

A. FALTA DE PENETRACION:

Existencia de discontinuidad en los bordes de la unión.

Causas:

- Inadecuada preparación de los bordes.
- Incorrectas: aleación del electrodo e intensidad de ejecución
- Falta de alineación de las piezas a soldar
- Excesiva velocidad de avance.



Fig. 4.8. Discontinuidad en los bordes de unión.

B. MORDEDURAS:

Ausencia de material de aporte en los bordes del cordón.

Causas:

- Mala preparación de bordes.
- Excesiva intensidad.
- Velocidad de avance demasiado lenta.



Fig. 4.9. Ausencia de material.

C. DEFECTOS DE PENETRACION:

Sobra de materiales de aporte en la junta de una soldadura.

Causas:

- Mala preparación de bordes.
- Excesiva intensidad.
- Velocidad de avance demasiado lenta.



Fig. 4.10. Exceso de material en la junta.

D. DEFECTOS DE ALINEACION:

Las piezas a soldar se encuentran en diferente plano o ángulo.

Causas:

- Defectuosa presentación de las piezas a soldar.
- Influencia de los calentamientos provocados por otras soldaduras en las mismas piezas.

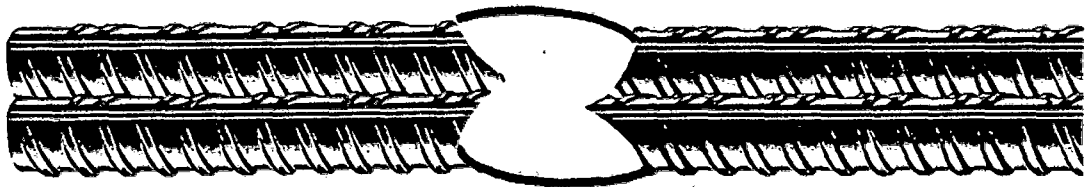
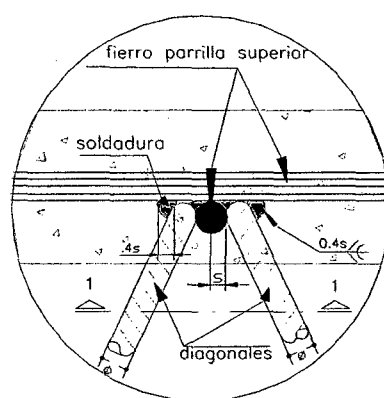
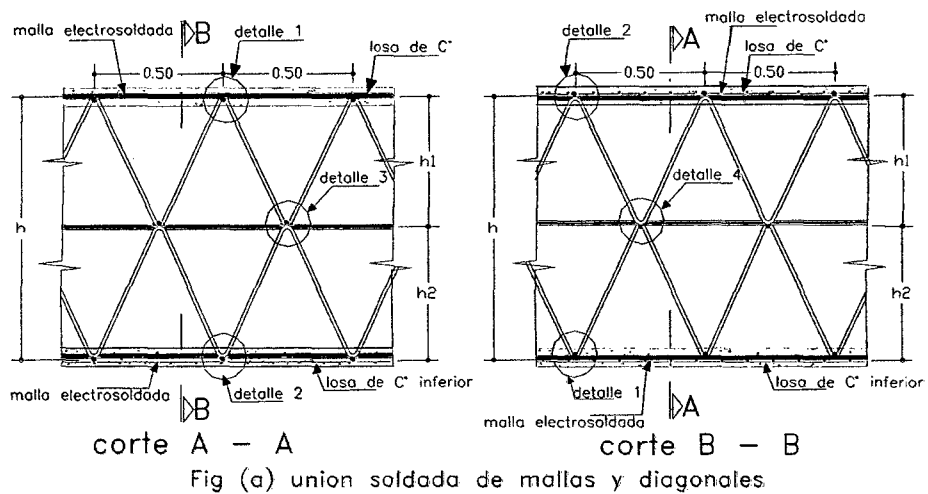


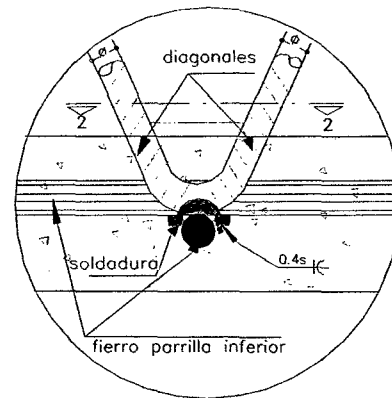
Fig. 4.11. Diferentes planos de soldadura.

4.1.9 Algunos detalles típicos de soldadura en celosías

A continuación se presenta detalles típicos para uniones soldadas, aplicables a celosías simple o bicelosías, en los cuales se puede observar las diferentes posiciones en función de la dirección del refuerzo labrado "diagonal" las uniones utilizadas son en CRUZ con barras rectas y/o dobladas.



Detalle 1 unión con soldadura malla y diagonal



Detalle 2 unión con soldadura malla y diagonal

Fig. 4.12. Detalles típicos de soldadura en celosías.

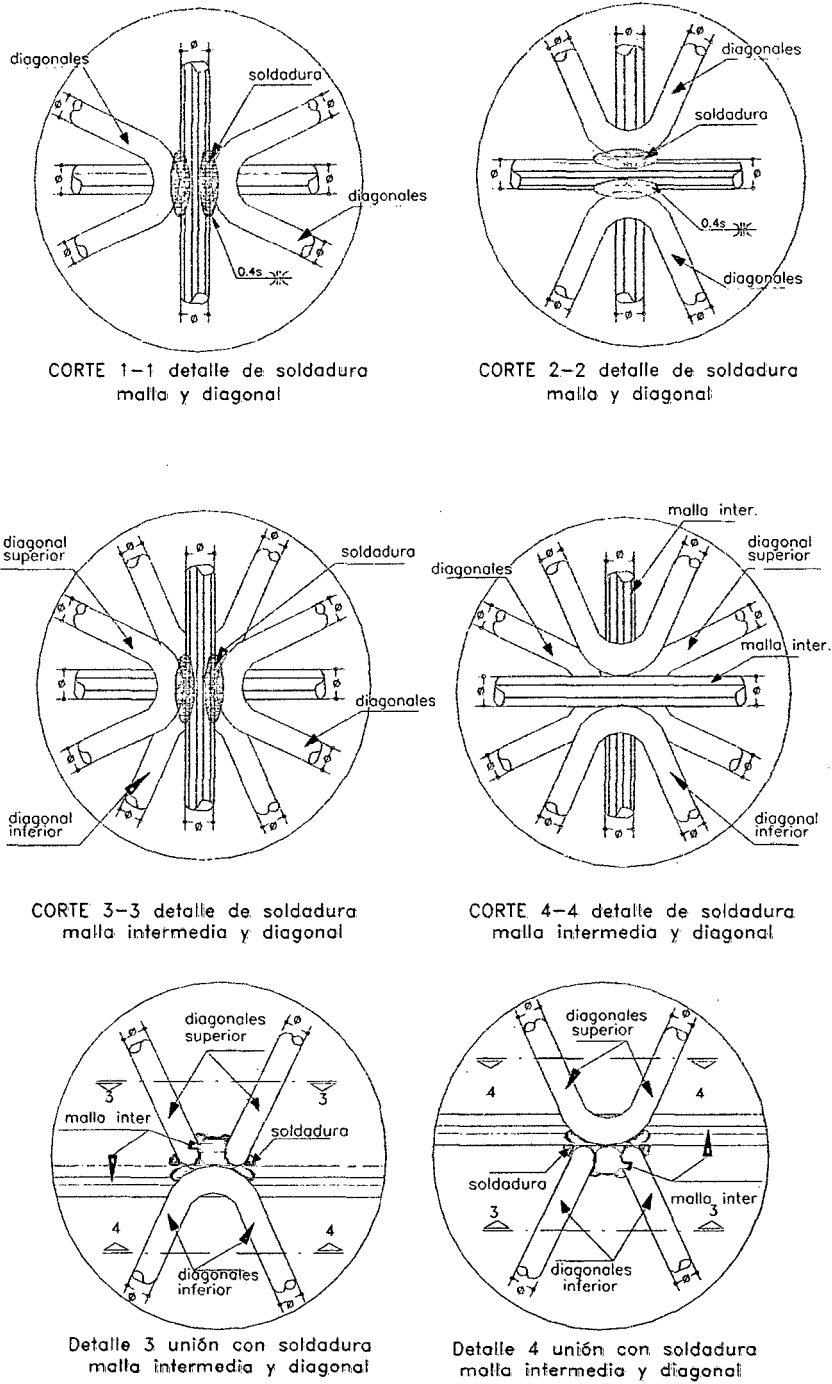


Fig. 4.13. Detalles de soldadura en mallas y diagonales.

4.1.10 INSPECCION DE LAS SOLDADURAS

Para asegurarse de una buena soldadura en un trabajo determinado, deben seguirse tres pasos:

- 1) Establecer buenos procedimientos de soldadura.
- 2) Usar soldadores calificados.
- 3) Emplear inspectores competentes en el taller y en la obra.

Cuando se siguen los procedimientos establecidos por la AWS y la AISC para buenas soldaduras y cuando se utilizan los servicios de buenos soldadores, que previamente hayan demostrado su habilidad, es seguro que se obtendrán buenos resultados; sin embargo la seguridad absoluta sólo se tendrá cuando se utilicen inspectores capaces y calificados.

Para lograr una buena soldadura existe una serie de factores entre los que pueden mencionarse la selección apropiada de electrodos, corrientes y voltaje; propiedades del metal base y de aportación; posición de la soldadura.

La práctica usual en los trabajos grandes es emplear soldadores que tienen certificados que muestran sus calificaciones. Además, no es mala práctica que cada soldador ponga una marca de identificación en cada una de sus soldaduras, de modo que las personas que muy a menudo realizan un mal trabajo pueden ser localizadas. Esta práctica probablemente mejore la calidad general del trabajo realizado.

4.1.10.1 Inspección Visual

Otro factor que ayudará a los soldadores a realizar un mejor trabajo, es justamente la presencia de un inspector que ellos consideren que sabrá apreciar un buen trabajo cuando lo vea.

Para hacer de un hombre un buen inspector, es conveniente que el mismo haya soldado y que haya dedicado bastante tiempo a observar el trabajo de buenos soldadores.

A partir de esta experiencia, él será capaz de saber si un soldador está logrando la fusión y penetración satisfactorias. También debe reconocer buenas soldaduras en su forma, dimensiones y apariencia general. Por ejemplo, el metal en una buena soldadura se aproximará a su color original después de enfriarse. Si se ha calentado demasiado, tendrá un tono mohoso o apariencia rojiza. Puede utilizar diversas escalas y escantillones para verificar las dimensiones y formas de la soldadura.

La inspección visual de un hombre capaz, probablemente dará una buena indicación de la calidad de las soldaduras, pero no es una fuente de información perfecta en cuanto a la condición interior de la soldadura. Existen diversos métodos para determinar la calidad interna o sanidad de una soldadura. Estos métodos incluyen: tinturas penetrantes y partículas magnéticas, ensayos con ultrasonido y procedimientos radiográficos, los cuales permiten descubrir defectos internos tales como porosidades, falta de fusión o presencia de escorias.

4.1.10.1.a. Líquidos Penetrantes

Diversos tipos de tinturas pueden extenderse sobre las superficies de soldaduras; estos líquidos penetrarán en cualquier defecto como grietas que se encuentren en la superficie y sean poco visibles; después de que la tintura ha penetrado en las grietas, se limpia el exceso de ésta y se aplica un polvo absorbente, el cual hará que la tintura salga a la superficie y se revelará la existencia de la grieta, delineándola en forma visible al ojo humano. Una variante de este método consiste en usar un líquido fluorescente, que una vez absorbido se hace brillantemente visible bajo el examen con luz negra.

4.1.10.1.b. Partículas magnéticas

En este proceso, la soldadura por inspeccionar se magnetiza eléctricamente, los bordes de las grietas superficiales o cercanas a la superficie se vuelven polos magnéticos (norte y sur a cada lado de la grieta) y si se esparce polvo seco de hierro o líquido con polvo en suspensión, el fantasma magnético es tal

que queda detectada la ubicación, forma y aun tamaño de la grieta. La desventaja del método es que en caso de una soldadura realizada con cordones múltiples, el método debe aplicarse para cada cordón.

4.1.10.1.c. Prueba Ultrasónica

En años recientes, la industria del acero ha aplicado el ultrasonido a la manufactura del acero; si bien el equipo es costoso, el método es bastante útil también en la inspección de soldadura. Las ondas sónicas se envían a través del material que va a probarse y se reflejan desde el lado opuesto de éste; la onda reflejada se detecta en tubo de rayos catódicos; los defectos en la soldadura afectan el tiempo de transmisión del sonido y el operador puede leer el cuadro del tubo, localizar las fallas y conocer qué tan importantes son.

4.1.10.1.d. Procedimientos radiográficos

Los métodos radiográficos, que son más costosos, pueden utilizarse para verificar soldaduras ocasionales en estructuras importantes. Mediante estas pruebas es posible realizar una buena estimación de porcentajes de soldaduras malas en una estructura.

El uso de máquinas de rayos-X portátiles, donde el acceso no es un problema y el uso de radio o cobalto radiactivo para tomar fotografías, son métodos de pruebas excelentes pero costosos. Resultan satisfactorios en soldaduras a tope (por ejemplo; soldaduras de tuberías importantes de acero, soldaduras tope en nudos de proyectos con E.E.C. ó bi-celosis espacial), y no son satisfactorios para soldaduras en filete, ya que las fotografías son difíciles de interpretar.

Una desventaja adicional de estos métodos es el peligro de la radioactividad. Deben utilizarse procedimientos cuidadosos para proteger tanto a los técnicos como a los trabajadores cercanos.

En el trabajo de las construcciones normales, este peligro posiblemente requiera la inspección nocturna cuando solo unos pocos trabajadores se encuen-

tran cerca del área de inspección (Por lo general se requerirá una estructura muy grande o importante antes de que el uso extremadamente costoso del material radioactivo pueda justificarse).

Una conexión soldada, bien hecha, puede resultar mucho más resistente (tal vez 1 ½ o 2 veces) que las partes conectadas. Como consecuencia, la resistencia real es mucho mayor que la requerida por las especificaciones. Las causas de esta resistencia adicional son las siguientes: los electrodos se fabrican con acero especial, el metal se funde eléctricamente (tal como en la manufactura de los aceros de alta calidad) y la rapidez de enfriamiento es mayor. Por todo esto es poco probable que un soldador haga una soldadura con menor resistencia que la requerida por el diseño.

CAPITULO 5

CORROSIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS

CORROSION DE ESTRUCTURAS METALICAS

5.1 GENERALIDADES

La corrosión de armaduras de refuerzo en estructuras de concreto produce grandes pérdidas económicas anualmente.

Las armaduras se protegen de forma natural en base a la elevada alcalinidad del hormigón y por su recubrimiento mediante hormigones poco porosos o compactos.

En función inversa a su alcalinidad el oxígeno del aire, el anhídrido carbónico y el agua, entre otros muchos factores, corroen las armaduras. El volumen del óxido resultante es ocho veces superior al inicial lo que produce fisuras en el hormigón en función de cuya dimensión se pierde el recubrimiento protector. En condiciones normales la propia alcalinidad del hormigón con PH entre 12 y 13 inhibe la corrosión asegurando su durabilidad.

Es claro que una mayor protección de estas estructuras se logra con recubrimientos altos y con hormigones poco porosos. El nivel de protección es función cúbica del espesor por lo que doblando el recubrimiento se consigue una protección ocho veces superior a la inicial, siempre que el hormigón sea compacto.

Existen sin embargo sustancias o ambientes agresivos que pueden corroer las armaduras. Una situación común es la presencia de cloruros bien añadidos durante la puesta del hormigón en ambientes marinos o bien por la presencia de sal para eliminar la nieve en las carreteras (de entre estas dos situaciones la primera es más desfavorable por la presencia de los cloruros en el propio amasado del hormigón).

Otra situación común es en los depósitos de sal o de otras sustancias agresivas en zonas industriales. El proceso de corrosión se inicia generalmente por la disminución de la alcalinidad del hormigón debido al bióxido de carbono de la atmósfera o por otros gases industriales. Si la alcalinidad del hormigón se reduce de nueve la protección natural del hormigón deja de funcionar bien.

Dado que el PH es un logaritmo la velocidad de corrosión aumenta exponencialmente con la disminución del PH.

En general, se puede afirmar que la corrosión en estructuras de hormigón armado se produce por alguno de los siguientes tres factores:

- Carbonatación.
- Ataque de cloruros.
- Pérdida de alcalinidad.

A continuación se analiza las causas, dinámica del proceso de corrosión del acero y deterioro del concreto, los posibles procedimientos de reparación y los criterios de prevención.

5.2 Agentes del deterioro

Los agentes del deterioro de las obras con Estructura Espacial Compuesta, son del tipo químico o físico. Los primeros son producto de la agresividad del medio produciendo la destrucción del concreto y la corrosión del acero de refuerzo.

Los agentes físicos son generalmente detectados y ubicados en el momento de su ocurrencia y se deben al impacto de fuerzas externas, al desgaste por abrasión, etc. Aunque los fenómenos tienen orígenes diferentes al daño por ataques químicos la corrosión del refuerzo lleva a destruir el concreto que la protege.

5.2.1 Ataque químico del concreto

Los agentes principales de ataque químico en construcciones de Estructuras Espacial Compuesta son los sulfatos contenidos en el agua y desechos orgánicos, minerales químicos que muchas veces contaminan el agua con la cual se está trabajando.

Los sulfatos reaccionan con los hidróxidos de calcio (cal hidratada) liberados en el proceso de hidratación del cemento y forman sulfato de calcio y estos a su vez forman con el aluminato hidratado (la estriguita). Estas dos reacciones forman productos sólidos de mayor volumen que el original y son causantes de las expansiones y rupturas del concreto.

La destrucción del concreto por acción de sulfatos que penetran en la masa del concreto como ocurre en estructuras construidos cerca al mar, la destrucción ya no es superficial sino se manifiestan las superficies internas de las fisuras del concreto.

La corrosión del refuerzo se manifiesta por manchas en la superficie, por la fisuración, deslaminación y desconchamiento del concreto y por la propia corrosión del refuerzo.

Los daños en el concreto, son debido a las fuerzas internas generadas por la expansión del óxido producto de la corrosión. La fisuración se produce generalmente siguiendo el recorrido de la barra.

La deslaminación se produce cuando son varias las barras cercanas que presentan corrosión. El desconchamiento ocurre cuando la corrosión es localizada o puntual, generalmente del tipo de picadura.

5.2.2 Corrosión del refuerzo.

La corrosión del refuerzo se produce cuando el ambiente pasivamente que rodea la barra se destruye.

Las principales causas de su destrucción son la carbonatación del concreto y la presencia de cloruros. Destruida la protección alcalina, el progreso de corrosión depende de la resistividad del concreto y de la disponibilidad del oxígeno y humedad. Cuando hay presencia de cloruros el problema es más grave y complejo.

Los cloruros reducen la resistividad del concreto y lo convierten en un electrolito, que permiten el flujo de electrones entre las barras de refuerzo con diferentes potencial eléctrico, es decir entre las barras que han perdido su ambiente pasivamente, que actuarán como ánodo, y las que aún las tienen actuarán como cátodo; generándose así un proceso de corrosión electroquímica. Para que se produzca corrosión es necesario además que estén presentes simultáneamente, cloruros, oxígeno y humedad.

La ocurrencia de la corrosión en el tiempo dependerá de factores tales como el espesor del recubrimiento, la calidad del concreto y su permeabilidad, la adherencia entre el concreto y la barra, la existencia de vacíos alrededor de las barras, la fisuración entre otros, es decir de la vulnerabilidad del concreto. Dependerá también de la agresividad del medio, es decir del peligro al que está sujeta la estructura.

La duración de los distintos tipos de acero corrugado en función del contenido de cloruros se muestra en la figura 5.1. En esta se incluyen los aceros convencionales B 500 S ($f_y = 5100\text{kg/cm}^2$) junto con aceros inoxidables (AISI 430, AISI 316).

Se puede observar que con un contenido de cloruros de sólo 3.2% en un año se pierde el 0.6% de peso en las armaduras, lo que indicaría que en pocos años se produciría una pérdida significativa en sección resistente.

La pérdida de resistencia en las estructuras de hormigón armado debido al ataque de los cloruros no se debe principalmente a la pérdida de sección sino a la pérdida del recubrimiento en barras comprimidas. Este deterioro produce el pandeo de estas barras sujetas transversalmente en función de la separación y disposición de los cercos.

Otro factor importante de pérdida de resistencia es la pérdida de adherencia entre el hormigón y el acero de refuerzo.

En los efectos electrolíticos ha de tenerse en cuenta que en presencia de agua y principalmente de sales el hormigón es conductor y, por tanto, las corrientes erráticas pueden generar un efecto de pila sobre las armaduras con una fuerte corrosión. Por ello, entre otros motivos, la normativa Española EHE además de limitar el contenido de iones cloruro para cada uno de los materiales componentes del hormigón, limita al 0.4% del peso del cemento el contenido total de cloruros.

En hormigón pretensado y dado el fenómeno de corrosión activa este límite se reduce a sólo 0.2% prohibiéndose la protección catódica y la utilización de uniones con materiales de distinto acero.

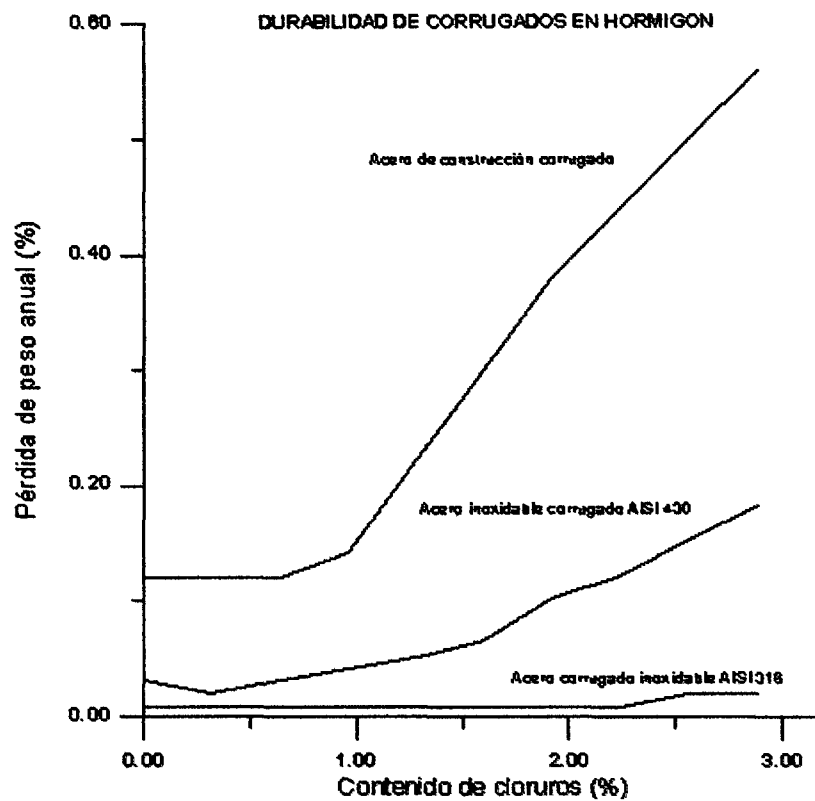


Fig. 5.1. Comparación entre distintos tipos de acero corrugado a la acción de los cloruros.

5.3 Corrosión en las mallas metálicas espaciales

Las armaduras en la E. E. C. están ubicadas o dentro del concreto armado o en la cavidad cerrada formada por las losas de concreto y las vigas de borde. La corrosión del refuerzo de acero se produce casi exclusivamente en presencia del aire húmedo y depende mucho del espesor del concreto que las recubre.

- a) Un espesor 'h' de concreto permite a la armadura mantenerse en un potencial negativo hasta que la carbonatación no la ha alcanzado, es decir, durante un tiempo proporcional al cuadrado del espesor de concreto que la recubre.

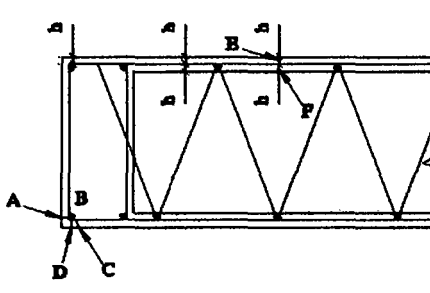


Fig. 5.2. Recubrimiento del refuerzo.

- b) Como los fierros están alejados de la superficie se mantienen a un potencial uniforme, y las pilas que podrían formarse se polarizan antes de que la oxidación electroquímica sea peligrosa.
- c) La penetración de aire húmedo es función del espesor que debe atravesar (según la ley de Darcy).

- d) La sección de concreto ABCD que resiste el entumecimiento es proporcional al espesor 'h'; las grietas se producen principalmente en la dirección de las armaduras.
- e) La impermeabilidad del concreto aumenta con su dosificación en cemento; el espesor de concreto debe ser tanto mayor cuanto menor sea la dosificación. La corrosión de las armaduras depende de 'h' siendo el exponente 'N' del orden de 3.

El "cemento Pórtland" protege mejor las armaduras contra la corrosión que los cementos de igual finura menos ricos en cal; por esta razón se recomienda el empleo del cemento Pórtland cuando se ejecutan las losas de concreto.

Cuando se fabrican las coberturas cerca del mar, humus o ácidos es preferible el empleo de un cemento muy rico en escorias o puzolanas.

Veamos una fórmula basada en las experiencias para determinar el espesor 'h' para cementos de finura ordinaria, comprendida entre 2,500 y 3,500 cm²/g [blaine]

- 1.- En ambiente que puede atacar a la armadura solamente.

$$h(cm) = 3 \frac{0.65}{(CaO)} n^3 \left(\frac{g^o}{g} \right)^3 (1 + k)$$

- 2.- En un ambiente en que puede atacar al concreto y con mayor razón a la armadura.

$$h(cm) = 6n^3 \left(\frac{g^o}{g} \right)^3 (1+k)$$

CaO = Cantidad de cal en el cemento = 60%

n = Humedad relativa media de la atmósfera =

0.80

(en concreto expuesto a lluvia se debe tomar = 0.90)

g^o = Dosificación de referencia del concreto = 270 Kg/m³

g = Dosificación empleada = 350 (1.3 g^o)

k = Número de superficies en las proximidades de la armadura, es igual a 2 en el caso de una arista.

En ambiente húmedo h = 2.3 cm.

En ambiente que puede atacar el concreto h = 4.2 cm.

Por estas consideraciones damos en las losas superior e inferior un recubrimiento de h = 2.5 cm. En los casos de obras cerca del mar damos un recubrimiento de h = 4.5 cm. y empleamos cementos puzolánicos.

Para evitar la filtración de agua a través de la losa superior damos a ésta una contraflecha que varía según las luces de 0.5%L a 1%L.

5.3.1 Corrosión de diagonales de la estructura espacial

Estas se encuentran ubicadas en una cámara de concreto cerrada y sellada, por lo que no hay polvo, ni aire húmedo; tampoco hay filtración de oxígeno ni ningún otro agente químico, ya que no existe la filtración por ósmosis. Sin embargo, podrían ocurrir accidentes por la entrada de agua e indefectiblemente condensaciones, las cuales en atmósfera urbana son ácidas. Por eso se deben tomar en cuenta las siguientes precauciones: pruebas de campo, decapado y pintado.

5.4 Protección de las estructuras metálicas

5.4.1 Decapado

La costra de óxido que se forma sobre los productos siderúrgicos laminados en caliente, es electropositiva respecto al fierro por lo que se debe eliminar antes de proteger el metal, así como el polvo, la grasa y las herrumbres.

Para quitar el óxido de laminación se emplea en general, el chorro de arena, para los cuales se han establecido tres grados:

1er grado. Chorro de arena ligero - Que elimina las partículas poco adheridas de óxido de laminación y de herrumbre.

2do grado. Chorro de arena concienzudo – Que corresponde a lo que se llama chorro de arena crudo y deja irregularidades.

3er grado. Chorro de arena en blanco - El único que da una superficie exenta de óxido y elimina del 90 al 95% del óxido y de las partículas extrañas.

El tercer grado requiere tres veces mas tiempo y material que el segundo y cinco veces más que el primero.

Se aplican métodos de decapado más rudimentarios y menos eficaces. Tales como limpieza con cepillo metálico, por desgracia, la operación es larga. Y difícil de aplicar en la edificación.

Cabe acelerar este proceso con pastas especiales que activen la formación de herrumbre. Su uso es desagradable, porque exige lavados, salvo una que se

aplica y se quita al cabo de unos días, arrastrando consigo las costras de óxido, pero su empleo es muy restringido.

Hay que ser realista y no obligar a protecciones superfluas. A menudo, uno puede contentarse con una capa aislante, pero con la condición de que sea visible, para verificar el estado de la protección y su evolución.

5.4.2 Pintado

Existen diferentes alternativas para el pintado; en algunos casos es recomendable el empleo de pinturas con base epóxica, o en zonas más propensas a la corrosión la OXI-STOP.

5.4.2.1 Pintura Base Anticorrosivo

Es indispensable que la primera mano de pintura o imprimación se aplique cuanto antes, después del decapado, con el intento de que la superficie desnuda no tenga tiempo de cubrirse de óxido. Precisa que la superficie esté seca, que la aplicación se efectúa en condiciones de temperatura buena, al abrigo de la lluvia, del polvo y de las condensaciones.

Si no se puede evitar la humedad, cabe el empleo de ciertos productos, por ejemplo aminas grasas, que cambian la polaridad de la superficie y transforman una superficie mojabable por el agua en otra que no lo sea. Al aplicar una pintura con inversor de polaridad sobre una armadura mojada, el agua se elimina en forma de gotas y se escurre bajo el pincel.

A pesar de todo, la experiencia demuestra que es preferible pintar sobre superficie seca.

Respecto a la elección de la pintura, es bueno saber:

a) Hay que desconfiar de inventores de productos milagrosos, los cuales, sacando conclusiones de ensayos rápidos, se disponen a aplicaciones en gran escala, es decir no hay procedimiento rápido para cerciorarse del perfecto funcionamiento de una pintura anticorrosiva.

b) Los técnicos en pintura realizan sus ensayos en probetas perfectamente preparadas y en condiciones que se pueden clasificar de ideales.

5.4.2.2 Pintura de Acabado

Las pinturas anticorrosivas han de ser a su vez protegidas por manos de acabado.

Son en general, pinturas especiales contra el oxido o lacas.

La mayor parte de anticorrosivos son también pinturas al aceite. Tolerables para superficies poco preparadas, se secan despacio y pierden con rapidez su aspecto brillante.

Las gliceroftálicas, abundantes en aceite, resisten óptimamente: durabilidad, brillo, dureza y resistencia al polvo. Se secan inmediatamente y resisten menos al agua que las formofenólicas, pero éstas amarillean y exigen mejor preparación.

Se habla mucho de resinas epóxicas, pero hasta hoy, la durabilidad de una gliceroftálica es superior.

Las vinílicas, en solución, se emplean en construcción naval, pero la película no es gruesa y hay que dar muchas manos, lo que hace cara su aplicación.

Interesantes son las pinturas gliceroftálicas modificadas, muy espesas, llegando hasta 80 μ (micras). Sin embargo, es preciso prever varias manos, para alcanzar poca porosidad.

Por regla general, en vez de señalar un número de manos, es mucho más racional exigir un espesor mínimo, fácil de medir en los materiales ferrosos, con sencillos aparatos magnéticos. Se admite que un espesor de 120 μ (micras) da protección correcta al exterior.

La AISC (Specification for Structural Steel Building) señala que, en general, el trabajo en acero que va a ir tapado dentro de la construcción no necesita pintarse y que el acero embebido en concreto no debe pintarse. El primero está destinado a proteger el acero solo durante un período corto de exposición.

El acero que va a pintarse debe limpiarse por completo de cualquier cascarilla de laminación y óxido suelto, de suciedad y otras materias extrañas. A menos que el fabricante hubiese sido instruido en contrario, la limpieza del acero estructural se hace comúnmente con un cepillo de alambre.

El tratamiento del acero estructural expuesto con fines arquitectónicos difiere un poco del tratamiento del acero en situaciones no expuestas. Ya que la preparación de la superficie es el factor más importante de los que afectan el comportamiento de la pintura en las superficies de acero estructural, es común que se especifique limpieza con chorro a presión para el acero que va a ser expuesto como medio de eliminar toda la cascarilla de laminación.

La cascarilla de laminación que se forma sobre el acero estructural después del laminado en caliente, protege el acero de la corrosión pero sólo mientras esta cascarilla permanezca intacta y adherida firmemente al acero.

Sin embargo, la cascarilla de laminación raras veces se encuentra intacta en

el acero fabricado a razón del deterioro causado por la intemperie durante el almacenamiento y embarque y por aflojamiento causado por las operaciones de fabricación. El desprendimiento a ras de la cascarilla de laminación, que ocasiona un tipo de falla de la pintura por levantamiento de dicha cascarilla, se atribuye a una condición rota o agrietada de la cascarilla

5.5 Evaluación de estructuras con patologías

A continuación se detallan las pruebas que consideramos necesarias para la elaboración del diagnóstico de reparación. Existen pruebas tales como Resistividad, Ultrasonido, Velocidad de Corrosión, Esclerometría, etc. que se podrían realizar, pero muchas veces no se cuenta con todo el equipo necesario, ni con un laboratorio implementado en la zona, y lo más importante es el tiempo, un factor decisivo para efectuar la reparación.

5.5.1 Prueba de sonido.

Se usa para determinar el concreto suelto y consiste en golpear el concreto con una comba metálica en diversos lugares de la estructura e identificar los sitios con cambio de sonido.

El concreto suelto tiene un sonido corto y bajo. Esta técnica nos permite aproximar áreas de reparación, y nos permite poder hacer una primera estimación del área a reparar.

5.5.2 Recubrimiento.

Se Verifica los espesores de recubrimientos de todo los elementos tales como zapatas, muros, columnas, vigas y losas cuyos espesores varían entre 7.5 a 2.5 cm. En las zonas enterradas como muros el refuerzo no deben estar en contacto con el terreno en caso contrario serian signos evidentes de corrosión.

5.5.3 Espesor de las armaduras.

En caso de presentarse la corrosión no verificada y reparada a tiempo será necesario verificar el porcentaje de pérdida de la sección.

5.5.4 Profundidad de Carbonatación.

La capa pasiva del acero en un concreto nuevo con PH de 12.5 a 13.5 se pierde cuando se reduce la alcalinidad del concreto, siendo una de las razones la carbonatación del concreto.

Esto origina que las barras se encuentran en un ambiente neutro y estén expuestas a la oxidación directa en presencia de humedad y oxígeno. La carbonatación se produce por la reacción química de los álcalis del concreto, principalmente el hidróxido de calcio, con el anhídrido carbónico del aire, dando como resultado el carbonato de calcio. Sigue la ecuación:

$$h(cm) = 3 \frac{0.65}{(CaO)} r^3 \left(\frac{g^o}{g} \right)^3 (1 + k)$$

siendo: h = profundidad de carbonatación

k = Depende de la calidad del concreto.

Con el indicador Fenolftaleína se detecta la profundidad de carbonatación la cual por lo general es de unos cuantos milímetros y que no llega al acero o al corazón de la estructura, (forma ácida del indicador es incolora mientras que la forma básica es rosado intenso).

El proceso de carbonatación es muy lento y tarda años en llegar al corazón de la estructura.

5.5.5 Medidas del potencial de corrosión.

Se rige por la Norma ASTM C876 y nos da información cualitativa y dónde no estima el estado de deterioro de la estructura.

Las zonas con potenciales más negativos actúan como ánodos frente al resto de la estructura.

> - 250mv baja probabilidad de corrosión.

- 250 a - 350 mv incertidumbre

< - 350 mv alta probabilidad de corrosión.

Se usa electrodo de Cu/CuSO₄

En las zonas enterradas se pueden encontrar potenciales del orden de - 450 mv. Lo cual indica potencial alto de corrosión, pero sin embargo el acero se encuentra menos corroído, el cual puede ser por las siguientes razones:

1) Contenido de humedad del concreto, según el concreto se encuentre seco o húmedo la medida de potencial puede variar de unos pocos milivoltios o incluso 100-200 mv (el concreto húmedo da lugar a potenciales más negativos).

Zonas secas y húmedas en una misma estructura pueden dar por tanto diferencias en potencial que no podrían ser atribuibles a un mayor riesgo de corrosión, sino a diferente contenido de humedad en contacto con el refuerzo.

2) Contenido de Oxígeno, la falta de oxígeno cerca de las armaduras produce unos valores de potencial mucho más negativos que cuando la estructura está bien aireada. Esta circunstancia hay que tener en cuenta cuando se supervisan estructuras sumergidas o enterradas donde la oferta de oxígeno está limitada, para no atribuir riesgos mayores a los potenciales más negativos, cuando en realidad una menor oferta de oxígeno lleva a velocidades de corrosión más pequeñas, aunque los potenciales sean negativos.

3) Presencia de fisuras y grietas en el concreto, además de provocar una corrosión localizada sobre la armadura hace variar la resistividad del concreto, por lo que los potenciales que se miden pueden resultar falseados por una resistividad heterogénea del medio.

Se debe tener muy claro que los resultados de las medidas de potenciales informan solo sobre la probabilidad de corrosión del refuerzo en una estructura de concreto. Debe existir una correcta interpretación de los resultados.

5.6 CONEXIONES

Las conexiones se encuentran entre las partes más importantes de la prefabricación. A lo largo de los años, el ingenio de los fabricantes e ingenieros ha dado como resultado una extensa gama de soluciones, teorías y justificaciones prácticas.

El comportamiento general de una estructura prefabricada depende en gran parte del comportamiento de las conexiones. A este respecto, las conexiones deberían ser consideradas como partes esenciales del sistema estructural.

Las conexiones en concreto prefabricado deben cumplir una gran variedad de criterios de diseño, de funcionamiento, etc. Su principal función es transmitir las fuerzas a través de las juntas de forma que obtenga la interacción entre las unidades prefabricadas. Esta interacción puede tener varios fines:

- Conectar las unidades a la estructura resistente.
- Asegurar el comportamiento conjunto de los subsistemas prefabricados tales como el efecto diafragma de losas aligeradas o EEC, la acción de los muros sometidos a cortante, etc.
- Transferir las fuerzas desde su punto de aplicación a la estructura estabilizante.
- Las conexiones en la EEC se efectúa mediante dos procedimientos primero se realiza la malla espacial metálica con soldadura en los nudos esta operación se puede realizar en taller o a pie de obra, el segundo procedimiento es el montaje sobre los elementos estabilizadores y el concretado de los elementos de borde in situ, para el cual se debe colocar las barras de refuerzo adicional como conexión entre la columna y la EEC.

- Luego se efectúa el vaciado del concreto en forma monolítica de losas, capiteles y elementos de borde, adicionalmente para tener mayor resistencia se le agrega al concreto fibras con la finalidad de evitar los agrietamientos por contracción de fragua que se presenta en la losa de concreto.

Otros aspectos referidos a la función y apariencia de las conexiones pueden dar como resultado requisitos específicos de diseño y ejecución, por ejemplo respecto a la impermeabilidad, resistencia al fuego, durabilidad y estética.

El detallado de las conexiones debería cumplir requisitos referidos a la fabricación, transporte y puesta en obra de las unidades prefabricadas. Las conexiones complejas pueden interferir en la eficiencia en la producción y el montaje de los elementos. Incluso puede perderse la ventaja de la construcción prefabricada por un uso de conexiones inadecuadas y, por lo tanto, debería utilizarse en el diseño la experiencia del fabricante respecto a las mas apropiadas y simples.

El diseño de las conexiones no es sólo cuestión de la elección de los dispositivos apropiados para ésta. Se debe considerar la conexión en su totalidad, incluyendo las uniones, las juntas, las caras de las uniones y los acabados de las unidades prefabricadas. Los bordes de las piezas consiguen transmitir la fuerza desde los dispositivos de conexión a las mismas, y a menudo suelen detallarse y reforzarse con vistas a la introducción de fuerzas y posibles deformaciones.

Los principios y criterios de diseño básico, permiten al diseñador comprender la filosofía del proyecto de conexiones en las estructuras prefabricadas como el mecanismo básico de transmisión de esfuerzos, tipos de conexiones y consideraciones de diseño.

5.6.1 Mecanismo básico de transmisión de esfuerzos

a) Transmisión de las fuerzas de compresión.

La fuerza de compresión entre elementos adyacentes puede ser transferida por medio del contacto directo, mediante uniones con mortero o relleno semejante, o a través de elementos resistentes.

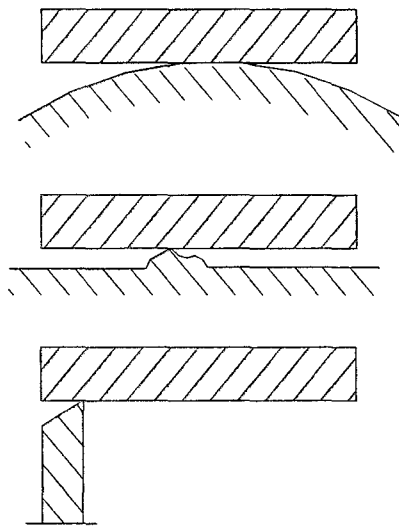


Fig. 5.3 Ejemplos de superficies de contacto no planas en los apoyos

Es importante considerar el riesgo que genera las caras desiguales en contacto. Eso puede dar como resultado concentraciones de tensiones en las áreas efectivas de contacto, así como la aplicación excéntrica de fuerzas y efectos de torsión.

El contacto directo de elementos sin material de relleno intermedio, puede ser utilizado únicamente en aquellos puntos donde se obtenga una gran precisión en la fabricación y donde las tensiones transmitidas sean pequeñas.

Se utiliza mortero o concreto fino para nivelar las irregularidades entre las superficies de contacto. A menudo se usan en uniones entre elementos como columnas y muros, o entre aligerados y vigas de apoyo, pero rara vez bajo ellas.

Los espesores de las juntas normales, están entre 10-30mm para mortero, y 30-50mm para el concreto fino.

Algunos materiales ligeros, como las almohadillas de neopreno también nivelan las irregularidades y distribuyen las tensiones a lo largo del área de contacto. A menudo se usan para soporte de vigas y losas aligeradas.

Su espesor varía de 2 a 20 mm o incluso mayores. Los espesores mayores se emplean para permitir desplazamientos y rotaciones, con el objeto de reducir la acumulación de esfuerzos en las conexiones.

Por encima de un cierto espesor y carga, los poyos se pueden fabricar de láminas de neopreno con planchas de acero intermedias de zunchado (Fig. 5.4)

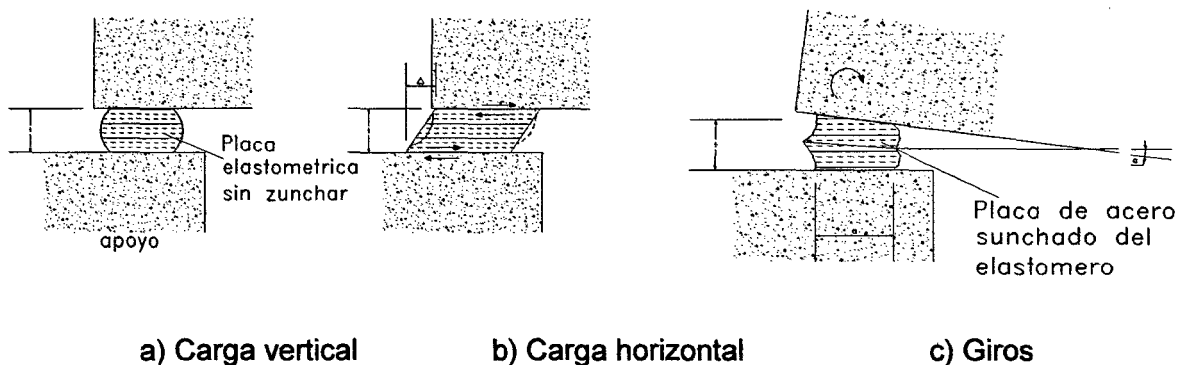


Fig. 5.4 Condiciones de carga sobre las placas elastoméricas

Las almohadillas se colocan a una cierta distancia del borde del apoyo, dado que la transferencia de fuerzas al borde, podría dañarlo. La almohadilla debe permitir la flexión de la viga, de modo que se evite el contacto directo entre la viga y el apoyo.

Los materiales de apoyo duros, como planchas de acero, se usan en puntos donde se deben transmitir grandes cargas, o en conexiones soldadas entre piezas.

b) Transmisiones de tensiones de tracción.

Las tracciones, normalmente, se transmiten entre los elementos de concreto mediante varios tipos de conectores de acero. Los conectores se pueden situar de manera continua a lo largo de las juntas y anclarse en los elementos adyacentes, o bien pueden colocarse en obra mediante traslapo, roscado o soldadura.

La capacidad en tracción de las conexiones se puede determinar por la resistencia y la sección de las piezas de acero o por su capacidad de anclaje. Este último se puede obtener mediante adherencia a lo largo de las barras corrugadas o a través de varios tipos de anclaje de extremo.

El anclaje por adherencia, se utiliza mucho para conectar elementos prefabricados. Las unidades prefabricadas poseen barras salientes que debe introducirse en concreto moldeado in-situ después del montaje.

Los extremos de los anclajes pueden tener forma de cabezas de anclaje, patillas, ganchos y similares. La transmisión de las fuerzas se consigue con traslapes (Fig. 5.5 a) acción pasador (Fig. 5.5 b), u otros medios.

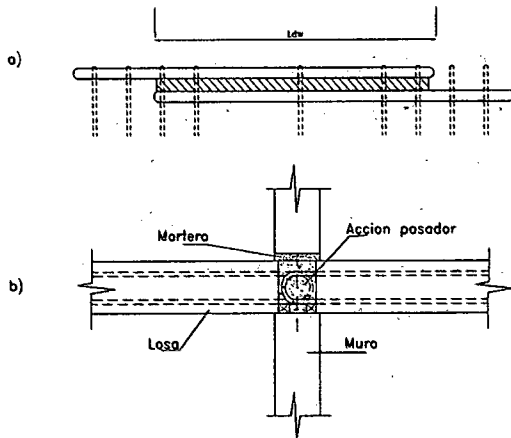


Fig. 5.5 Junta en tracción con armadura

traslapada y acción doveta.

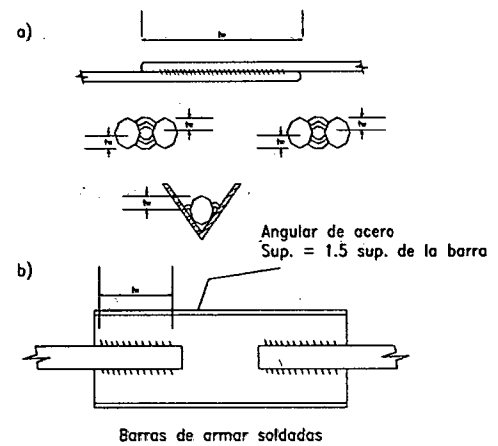


Fig. 5.6 Juntas de tracción con

soldadura

El roscado es una practica muy extendía para conseguir la transferencia de tracciones y esfuerzos cortantes. Se usan anclajes como machos, pernos, casquillos roscados, rieles o tuercas fijas sujetas en la parte trasera de las placas de concreto en unidades prefabricadas.

Se puede utilizar la soldadura para la conexión directa de elementos salientes, como por ejemplo barras de armado que se solapan. Una alternativa es usar una pieza intermedia de acero que se utiliza como nexo entre las unidades de concreto. La pieza intermedia puede soldarse a elementos salientes (Fig. 5.6b), a placas de anclaje.

c) Transmisión del esfuerzo cortante.

El esfuerzo cortante entre los elementos de concreto adyacentes, puede ser transferido por adherencia, fricción entre superficies en contacto de las juntas, interconexión mediante llaves sometidas a cortante, el efecto pasador de barras transversales de acero, o mediante dispositivos mecánicos resistentes al esfuerzo cortante. La transmisión de este esfuerzo entre superficies en contacto de concreto prefabricado y fabricado in-situ, por adherencia, es posible únicamente para valores reducidos del esfuerzo cortante.

En superficies de contacto rugosas, el esfuerzo cortante se transfiere principalmente por fricción. De cualquier manera, se necesitan tensiones de compresión en la superficie de contacto de las juntas para crear una resistencia por fricción (Fig.5.7a). Se obtiene una fuerza de compresión permanente mediante cargas gravitatorias que se transmiten a lo largo de las juntas o mediante pretensados. En muchos casos no es posible obtener así una fuerza de compresión suficiente.

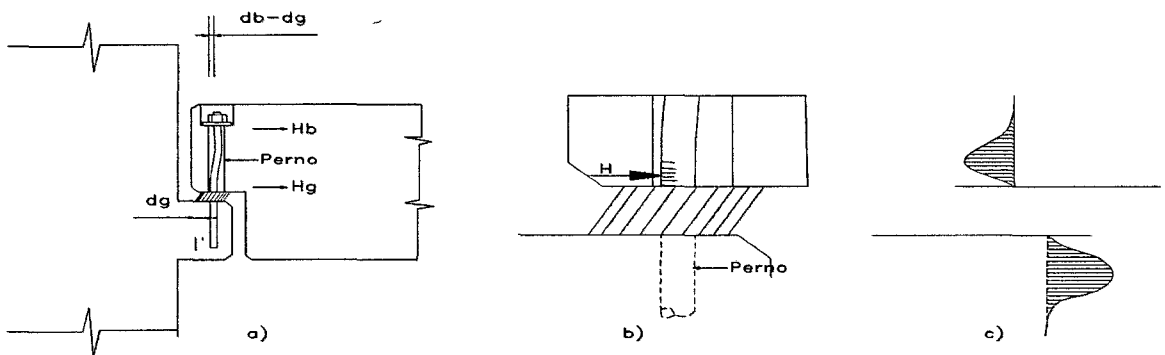


Fig.5.7 Transmisión del esfuerzo cortante por fricción.

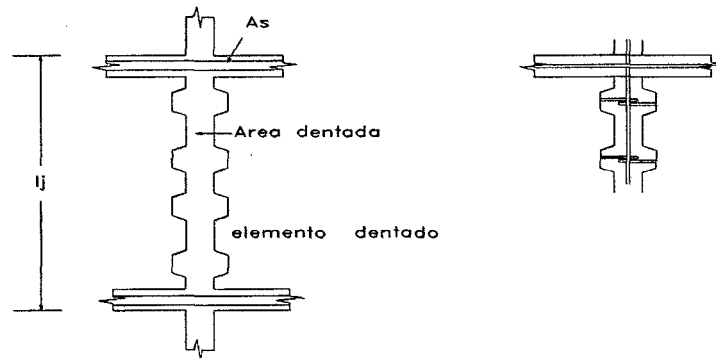


Fig.5.8 Transmisión del esfuerzo cortante a través de junta dentada.

No obstante, es posible inducir fuerzas de compresión mediante barras de armado situados a lo largo de las juntas que se tensan cuando la conexión está sometida a esfuerzo cortante. Debido a la rugosidad de las caras de las juntas, cuando esta se somete a esfuerzo cortante, y se produce un deslizamiento a lo largo de la superficie de contacto, aparece una pequeña separación en dicha junta.

La separación de la junta crea una tracción en las barras de armado, y dicha tensión es equilibrada con una fuerza de compresión a lo largo de la superficie de contacto.

La compresión así inducida hace posible la transmisión del esfuerzo cortante mediante fricción, efecto al que se suele llamar "efecto de fricción a cortante" (Fig5.7c). La resistencia a cortante aumenta cuanto mayor es la cantidad de armadura transversal y más elevadas son los coeficientes de rozamiento. El efecto de fricción a cortante se puede mejorar dejando dientes en las caras de las juntas.

Estas llaves para resistir cortantes, se pueden formar con concreto fabricado in-situ o mediante la inyección de lechada en el hueco entre los elementos de caras dentadas (Fig.5.8). Cuando la conexión soporta un esfuerzo cortante a lo largo de la junta, la resistencia se consigue mediante estas juntas de concreto que actúa como enclavamientos mecánicos que impiden cualquier deslizamiento significativo.

5.6.2 TIPOS DE CONEXIONES

5.6.2.1 Juntas articuladas

Generalmente las vigas prefabricadas se diseñan para sustentarse mediante apoyos simples. La junta articulada es una solución muy común para este caso. Las fuerzas horizontales pueden ser transferidas por el efecto pasador de las barras de acero, cuando en la ranura vertical de la viga se inyecta lechada. Puede presentarse un cierto desplazamiento cuando la ranura no esta bien rellena. Estas conexiones se prestan a una construcción y a un diseño muy sencillo.

5.6.2.2 Conexiones resistentes a momentos flectores

Los momentos flectores son a menudo transmitidos entre los elementos de concreto mediante la creación de un par de fuerzas de tracción y compresión en la conexión. El principio se basa en el empalme de la armadura entre las piezas mediante el traslape, atornillado, o soldadura.

5.6.2.3 Conexiones resistentes a *momentos* torsores

Los momentos torsores aparece a menudo en las vigas de losas aligeradas prefabricadas o en estructura espacial compuesta que están cargadas sólo por un lado. El momento torsor resultante de la viga debería ser resistido en el apoyo y transformado en un momento flector sobre dicho miembro soporte. Del mismo modo que en la transmisión del momento flector, este momento puede ser resistido mediante par de fuerzas por tracción y compresión.

5.6.2.4 Conexiones en suspensión.

A menudo, las unidades prefabricadas de fachada son aseguradas a la estructura mediante fijaciones en suspensión. Están destinadas a transmitir el peso del panel a la estructura y a resistir las carga positivas y negativas del viento.

5.6.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

5.6.3.1 Comportamiento estructural.

Las conexiones deberían ser diseñadas para resistir las fuerzas a la que estarán sujetas durante su vida útil. Algunas de estas fuerzas son claras, causadas por las cargas vivas o muertas, vientos, sismos y empujes de la tierra o del agua. Otras son fuerzas causadas por los cambios de volúmenes en los componentes, y las requeridas para mantener la estabilidad.

Los cambios de volumen se producen por una variación de temperatura, fluencia y retracción de los elementos. La inestabilidad puede estar causada por carga excéntricas, intencionadas o no, así como por las cargas laterales debidas al viento y a los sismos.

En general hay dos caminos opuestos para tratar la necesidad de movimiento: permitir que los desplazamientos se produzcan en las conexiones o controlar las conexiones lo necesario para impedirlos.

En el último caso la conexión ha de ser diseñada para fuerzas restrictivas bastante considerables. En la práctica es posible elegir soluciones distintas. Si es posible admitir un desplazamiento relativo, por ejemplo debido a deformaciones elásticas de los elementos estructurales o de los detalles de las conexiones, las tensiones restrictivas se podrán aligerar.

La libertad parcial de movimientos tendrá el mismo efecto. En este contexto, no es sólo la capacidad transmisora de esfuerzos en las conexiones lo que interesa conocer, sino también la relación carga - desplazamiento y la deformabilidad.

Es siempre aconsejable diseñar y detallar las conexiones para evitar roturas frágiles en caso de que se sobrecarguen. Es deseable un comportamiento dúctil de

las conexiones. La ductilidad es la capacidad de sufrir deformaciones plásticas sin una pérdida sustancial de la capacidad de transmisión de esfuerzos.

A menudo la ductilidad se cuantifica mediante "el factor de ductilidad" norma E-030 (Perú), que relaciona la deformación última con la deformación final del período elástico. La ductilidad no debe confundirse con la deformabilidad, ni asociarse solamente con la transmisión de momentos flectores. En el caso de sobrecargas, una conexión dúctil alcanzaría su límite, y empezaría a deformarse plásticamente.

Los desplazamientos plásticos proporcionarán la relajación necesaria de las fuerzas de reacción, hasta alcanzar un nuevo estado de equilibrio. En esta situación, se producirán grandes desplazamientos, pero aún permanecerá la capacidad de transmisión de fuerzas, con los que se evitan las roturas frágiles, y los daños en zonas próximas.

Las grandes deformaciones avisan de la existencia de un problema. Se puede aplicar el principio de diseño equilibrado respecto a la ductilidad, para asegurar el comportamiento dúctil de las conexiones.

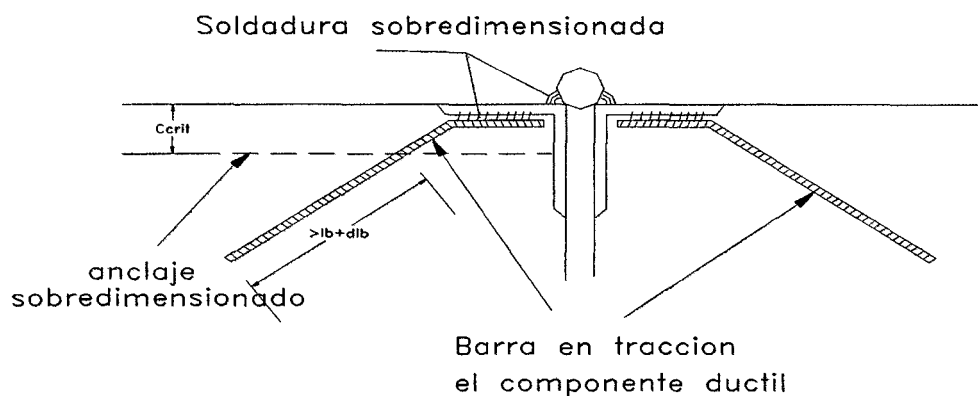


Fig. 5.9 Principio del diseño equilibrado

La Fig. 5.9 ilustra dicho principio en una conexión que transmite principalmente fuerzas de tracción a lo largo de una junta. La conexión tiene varios componentes que pueden ser considerados como eslabones de la trayectoria de una fuerza.

Las barras de anclaje se identifican como las uniones dúctiles, y se consideran la contribución más importante al desplazamiento plástico de la totalidad de la conexión. Lo que se pretende con el diseño equilibrado es asegurar que se alcanza la deformabilidad plástica total de las uniones dúctiles, antes de que se produzca la rotura de la junta.

Deben evitarse fallas prematuras por rotura frágil en el resto de los componentes. Esto significa realmente que el resto de los elementos, por ejemplo, el anclaje de las barras en la pieza, los ángulos de acero, las barras de acero y las soldaduras deben diseñarse no sólo para resistir hasta el límite de fluencia, sino hasta la capacidad última de las barras de anclaje.

A este respecto, un valor inesperadamente alto de la resistencia última del componente dúctil es desfavorable, y debe tenerse en cuenta en el diseño mediante la introducción de valores característicos elevados.

La posibilidad de acciones accidentales también debe ser tenida en cuenta al diseñar las conexiones. Existen fuerzas que también pueden afectar a las conexiones como un efecto directo de las cargas accidentales, como explosiones, colisiones, etc.

No obstante, en los casos en que las acciones accidentales puedan causar daños de consideración a la estructura del edificio, habrá necesidad de que se produzca una redistribución de fuerzas, y de la formación de sistemas resistentes alternativos, que puedan salvar la parte dañada. Las conexiones, como partes importantes del sistema estructural, han de facilitar estas transformaciones.

En el diseño, y con vistas a tales situaciones, no solo interesa la capacidad de transmisión de fuerzas, sino también otras características adicionales como la deformabilidad y la ductilidad, o incluso la relación carga-desplazamiento de las conexiones.

5.6.3.2 Función de las conexiones

Teniendo en cuenta la función del edificio acabado, pueden requerirse algunas características adicionales de las conexiones. Además de los requisitos estructurales que se refieren a la transmisión de fuerzas y a la libertad de movimientos en el estado de servicio, se han de tener en consideración los siguientes aspectos en el diseño de las conexiones:

- Barrera de vapor,
- Impermeabilidad al agua,
- Aislamiento acústico,
- Aislamiento térmico,
- Deformaciones
- Respuesta dinámica de vibraciones
- Durabilidad
- Estética
- Desmontabilidad.

Cuando se emplea un aislamiento frente al vapor y al agua, es importante detallar las conexiones de forma que el aislamiento no resulte dañado por movimientos debido a las cargas, a la temperatura, a la fluencia o a la retracción.

En cuanto a la durabilidad, es necesario tomar en consideración el riesgo de corrosión del acero o de fisuraciones o rotura del concreto, prestando la necesaria atención al medio ambiente circundante. El acero expuesto a un medio ambiente agresivo debería ir provisto de protección permanente, esto se puede conseguir aplicando una capa de epóxico, pintura anticorrosiva, o betún o bien con el moldeado conjunto con concreto o mortero.

5.6.3.3 Fabricación de los elementos prefabricados

Uno de los principios más importantes en el diseño de las conexiones es hacerlas simple. La máxima economía en la construcción de concreto prefabricado se consigue cuando los detalles de la conexión se realizan lo más simple posible, manteniéndolos acorde a su correcta función y a la facilidad de su puesta en obra.

Los siguientes párrafos dan un detalle que hay que considerar durante el diseño para mejorar la simplicidad de la prefabricación. En muchos casos, algunos de estos detalles deben ser pasados por alto para permitir que la conexión sirva para lo que se pretende.

- Evitar la congestión – La zona de los elementos en los que se hace la conexión frecuentemente requiere grandes cantidades de armadura adicional, placas embebidas, huecos, bloques salientes. Es muy importante diseñar las conexiones de forma que se deje el hueco suficiente para que el concreto se distribuya correctamente entre los diferentes detalles. El doblado de las barras de armar requiere unos radios mínimos que pueden causar problema de ajuste dibujar los detalles del área en cuestión a gran escala.

- Evitar la penetración de molde- Los elementos salientes que requieren cortes a través de los moldes son difíciles y costosos de situar. Si fuese posible, estos elementos salientes deberían limitarse a la parte superior del elemento a moldear. Incluso esto impide el acabado de la parte superior de la superficie, especialmente el ala superior de las piezas en doble T y en las losas alveoladas.

- Minimizar las piezas embebidas – Las piezas embebidas en los elementos prefabricados, como inserciones, placas, etc. Requieren un gran trabajo en planta para que la localización sea precisa y se asegure el anclaje. Estas piezas deberán mantenerse, por tanto, en un número mínimo. Estas

especificaciones han de aplicarse con mayores énfasis a los detalles empotrados en la superficie superior. No obstante, si la misma plancha de acero se coloca en el fondo o en un lateral de molde, puede situarse con gran precisión.

- Uso de detalles normalizados- siempre que sean posible los detalles de herraje, como inserciones, formas en acero, serán detalles normalizados a los que se pueda acceder con facilidad, preferentemente con mas de un suministrador. La utilización de detalle detalles muy especializados aumentan los costos y puede causar retrasos.

También se simplifica la fabricación si detalles similares de un producto o proyecto, tienen una forma normalizada. De este modo es menor la posibilidad de error.

- Uso de detalles repetitivos- es muy recomendable repetir los detalles tanto como se pueda. Detalles similares deberían ser idénticos, incluso si dan como resultado un pequeño sobredimensionado. Una vez que el obrero se ha familiarizado con un detalle, es más fácil repetir que aprender uno nuevo.

- Permitir alternativas – a menudo, un fabricante de concreto prefabricado, suele preferir unos detalles a otros. Al productor debe permitírsele la utilización de métodos y materiales alternativos siempre que su diseño cumpla las especificaciones. Así se obtendrán soluciones económicas y juntas que funcionarán mejor.

- Uso de detalles los dispositivos de conexión estén colocados en el molde correctamente orientados, dentro de las tolerancias necesarias, con un esfuerzo mínimo y con las menores posibilidad de error.

- Evitar los detalles con conexiones pesadas – finalmente, otro punto que hay que considera cuando se construyen juntas, es el peso de las unidades

de conexión, en algunos casos, pueden ser aceptables las unidades que requieren dos personas para su izado, pero la norma general, es que una sola persona pueda ser capaz de manejar dicha unidad. Si esto no es posible se utiliza una grúa como alternativa.

5.6.3.4 Almacenaje y transporte de las piezas prefabricadas

Ha de prestarse gran atención al hecho de que la forma y las dimensiones de los detalles de conexión elegidos puedan causar problemas durante el transporte y el almacenaje de los elementos. Las armaduras y otros objetos sobresalientes pueden ser molestos durante el manejo y el almacenaje también pueden disminuir la carga efectiva de los camiones. A veces las barras sobresalientes pueden ser sustituidas por inserciones rosca, y barras sueltas que pueden ser roscadas en sus huecos una vez depositadas en obra.

5.6.3.5 Montaje de los elementos

Una de las mayores ventajas de la construcción mediante elementos prefabricados es la posibilidad de hacer un rápido montaje de la estructura. Las conexiones en obra han de ser sencillas, con el objeto de conseguir el máximo beneficio, y para mantener los costes dentro de límites razonables. A veces, es necesario un compromiso entre la sencillez en la fabricación y en el montaje para satisfacer los requisitos del diseño.

El montaje de las piezas prefabricadas utilizando la grúa, es normalmente, el proceso más caro y lento durante la puesta en obra. Las conexiones deberían ser diseñadas para que las piezas se puedan levantar, situar y desenganchar en el menor tiempo posible.

CAPITULO 6

APLICACIONES CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

APLICACIONES CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

6.1 GENERALIDADES

E | n el presente capítulo se muestran las diferentes aplicaciones más importantes de Estructura Espacial Compuesta como son edificios y naves industriales, en la actualidad se han construido muchas de estas estructuras y se encuentran en servicios como se puede mencionar los edificios de 04 niveles donde los entrepisos son íntegramente de Estructura Espacial Compuesta, destinados para Set de grabaciones y producciones de América Televisión (canal 4 ubicado en Santa Beatriz - Lima) con un área por piso de 30x25 m² sin columnas intermedias, Naves Industriales para cubrir grandes luces como - las fábricas de Universal Textil con un área de 35x70 m² destinado para maquinarias textiles cuyos elementos resistentes son 4 columnas centrales y columnas perimetrales.

La Planta Industrial Netalco tiene un área de 50x50m con una columna central y perimetrales, la cobertura de EEC de forma poligonal destinado para el uso de confecciones, Nave industrial Filamentos Industriales con una área de 25x40 sin columnas intermedia y la EEC de sección variable a dos aguas destinado para maquinarias y depósito, en otras obras realizadas esta los Hangares para aviones, etc.

Una de las ventajas que posee la E.E.C. es poder cubrir grandes luces esto se hace particularmente adecuado en techos de naves industriales sobre todo en los grandes talleres donde se requiere grandes áreas libres y en las cuales no se admiten columnas interiores.

El empleo de la E.E.C. en estas estructuras nos permite mostrar las ventajas no solo arquitectónicas del sistema sino también estructurales toda vez que se hace trabajar eficientemente a los materiales es decir sometidos a determinados tipos de esfuerzos frente a los que presentan un mejor comportamiento (compresión para el concreto y tracción para el acero).

A continuación se presentan soluciones a este problema con el uso de la estructura Espacial Compuesta para grandes luces.

6.2 PROYECTO SET DE GRABACIÓN (AMÉRICA TELEVISIÓN - PERU)

La empresa de Radio y Televisión: América Televisión, era una de las pocas empresas que no había incursionado en la producción de series de novelas; pese a ocupar actualmente el primer lugar en la programación nacional, y es por ello que sus directivos se abocaron a la proyección de una infraestructura el cual contara con todos los elementos necesarios para la producción de teleseries.

Para un edificio destinado a fines culturales, educativos y producción de Teleseries, son necesarios grandes espacios abiertos, flexibilidad, economía y rapidez en la ejecución, existen pocos sistemas estructurales que pueden satisfacer con éxito las exigencias nombradas.

Dentro de todas estas soluciones de sistemas estructurales (estructuras de acero, vigas pretensadas, losas celulares, pretensadas u otras), existe un sistema estructural, empleado con éxito desde hace 3 décadas en nuestro país, el cual satisface dichas condiciones se trata de las **Estructuras Espaciales Compuestas**, apoyadas sobre sistemas estabilizadores como columnas perimetrales y la continuidad se logra con el uso de capiteles

El proyecto que se presenta a continuación tiene como característica principal el empleo de un sistema estructural que permite cubrir grandes áreas sólo con columnas perimetrales. Se trata del sistema E.E.C (Ver Figura 6.11).

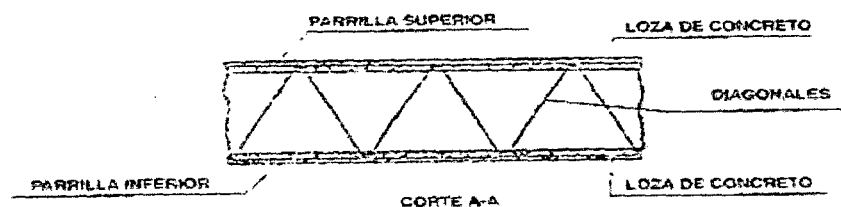


Figura 6.10 Sistema Estructural de la Tridilosa

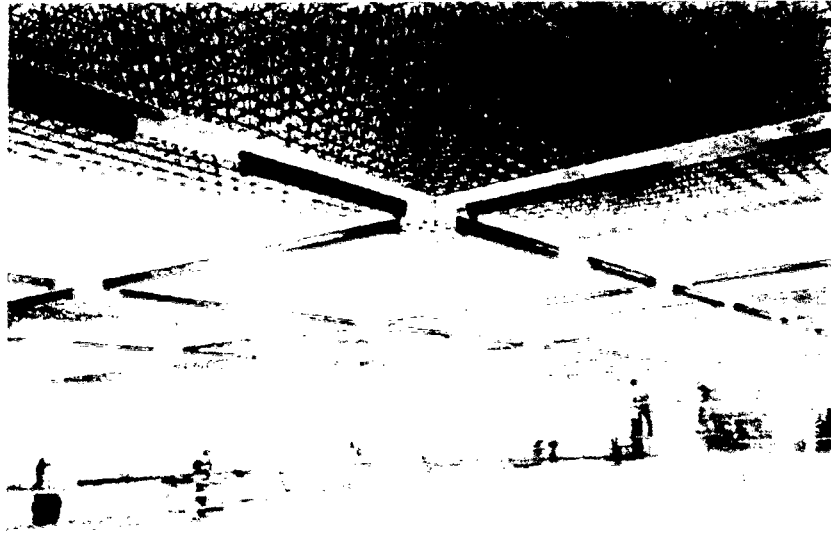


Figura 6.11 Ventajas del sistema E.E.C. grandes áreas sin columnas intermedias.

5.2.1 Características del Proyecto.

El nuevo set de grabaciones de Teleseries, se encuentra ubicado en la ciudad de Lima, y se ha construido sobre una área de terreno de 850 m². El edificio tiene dos bloques integrados. El bloque principal se extiende de un área de 750 m² (30x25mt) y el secundario de 100 m² (10x10 m),

El edificio principal de 4 niveles (Ver Figura 6.12), cuyas alturas de entrepiso son diferentes dependiendo del uso y en los cuales se han desarrollado todos los ambientes necesarios para la producción, desarrollándose dos sistemas de circulación vertical mediante escaleras, ascensores y montacargas y horizontal mediante pasadizos.

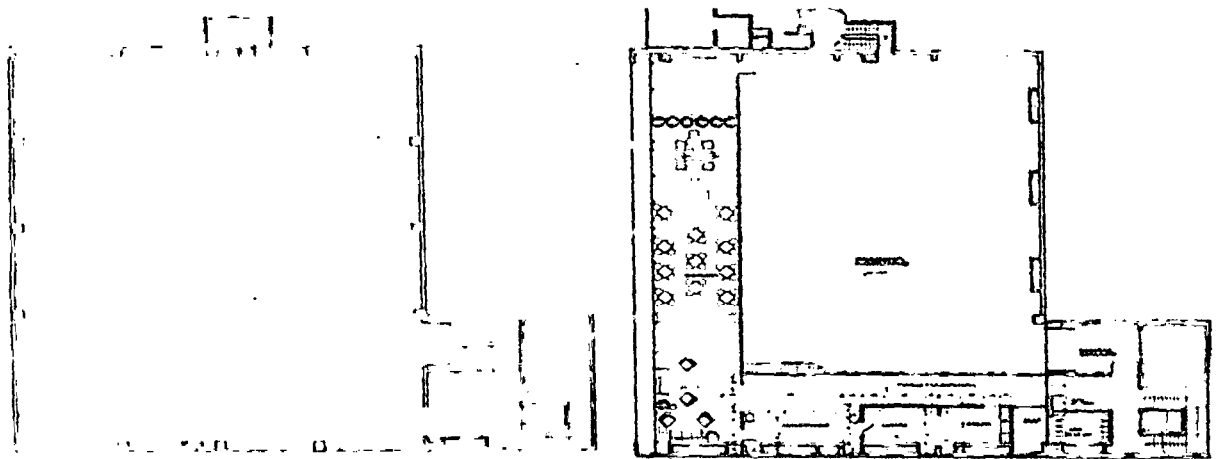
En el primer nivel, se encuentra los estacionamientos, vigilancia, carpintería y servicios.

En el segundo nivel, ha sido distribuido de manera tal que albergue los ambientes destinados para la producción, camerinos, maquillaje, vestuario y el área técnica.

En el tercer nivel, se encuentra el estudio de grabaciones, con una superficie de 750m² y una altura de 8.50 m

El cuarto nivel ha sido dividido en 2 zonas. El área de almacén de mobiliario y el área de cocina y comedor con vista panorámica externa mediante cristales y terraza.

En el bloque secundario se ha desarrollado la interconexión vertical de todos los pisos del edificio principal y cuenta con áreas para montacargas, ascensor y escaleras. El resto del espacio ha sido empleado para zonas hall de distribución, utilería, servicios higiénicos y otros, culminando en la azotea con las áreas de cuarto de máquinas, aire acondicionado y tanque elevado.



PLANTA 1ER PISO

PLANTA 2DO PISO



PLANTA 3ER PISO

PLANTA 4TO PISO

Figura 5.12 Planta arquitectónica del Proyecto

5.2.2 Estructuración

Se empleo una EEC con un espesor de 0.70m, la cual en los dos primeros niveles se apoya sobre 12 columnas de borde de 0.6m. x 0.90m., siendo las columnas de esquina en forma de L de 1m. de longitud.

Existe un eje de 3 columnas interiores, las cuales encierran áreas máximas de 20x25 m².

La EEC del primer nivel esta diseñada para una sobrecarga de 300kg/m² mientras que la del segundo nivel para una sobrecarga de 500kg/m². Para aligerar las cargas, la cobertura del almacén ha sido proyectada en tijerales de 30m. de luz que se levantan sobre los 5m. de altura.

La zona del comedor ha sido estructurada con pórticos metálicos que le dan una sensación de ligereza. Por otro lado el edificio secundario esta construido con el sistema convencional de placas, columnas, vigas y losas aligeradas.

La simpleza de la estructuración del edificio principal, permitiría en caso de ser necesario, la utilización del área de carpintería y almacén general en posibles estudio.

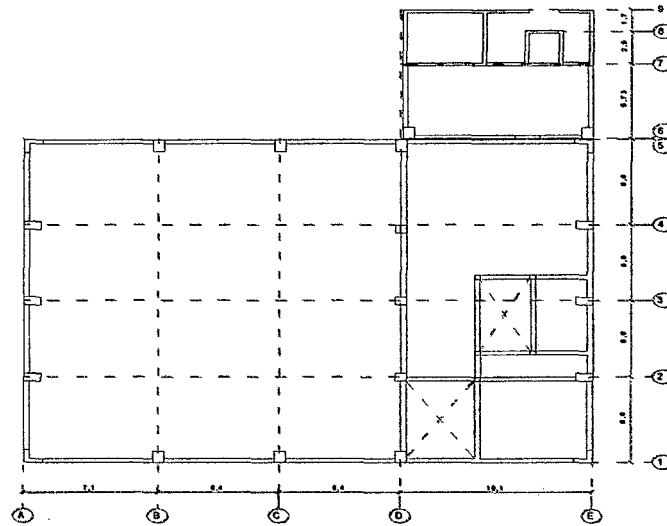


Fig. 6.13a.- Planta los 2 primeros pisos del Canal 4

Foro de television en 3 niveles
 con luces de 30x25 mts y con
 sobrecargas de 500 kg/m²
 debido a que el techo debe
 recibir un area de deposito
 sin salon, comedor y cocina
 las columnas son de 8.5 mts
 de altura y seccion variable

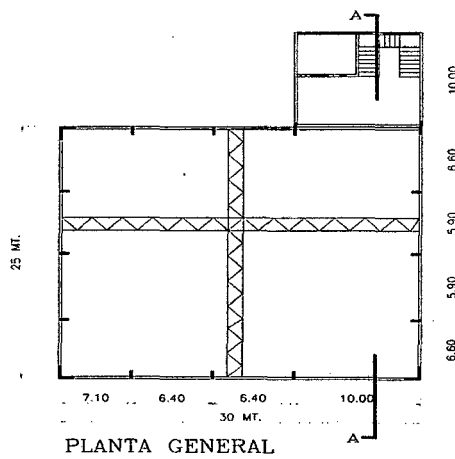


Fig. 6.13 b.- Planta general con E.E.C.

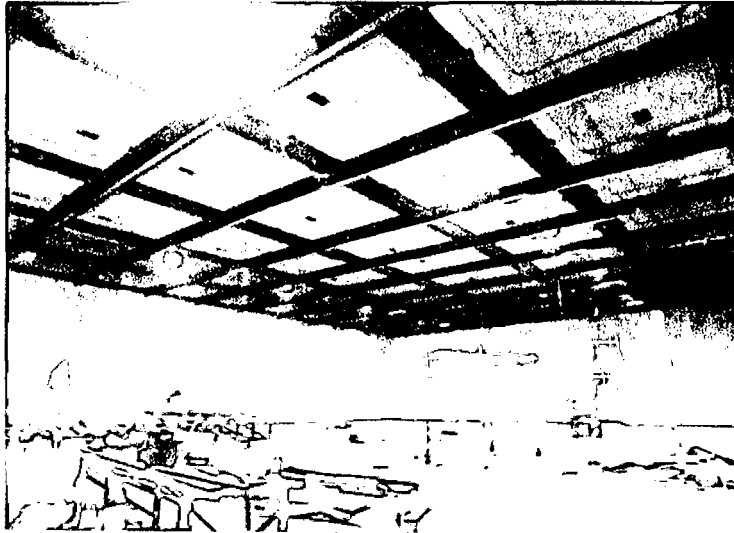


Fig. 6.14- Vista interior de los ambientes para grabaciones, en la parte superior se puede visualizar la losa inferior u una parilla de iluminación sujeta por tirantes a la EEC.



Fig. 6.15.- Vista Panorámica exterior del Proyecto terminado

6.3 FABRICA DE UNIVERSAL TEXTIL

6.3.1 Características del Proyecto

La edificación proyectada y construida con el sistema de Estructura Espacial Compuesta, consiste en un techo plano como cobertura y los elementos resistentes se encuentran en todo el perímetro así como cuatro columnas en la parte central, la estructura está destinada para efectuar trabajos con requerimientos de máquinas amplias y su respectivo campo de maniobras, adecuándose a los requerimientos que exige los usuarios de la edificación en la fig 6.16 se muestra los planos arquitectónicos.

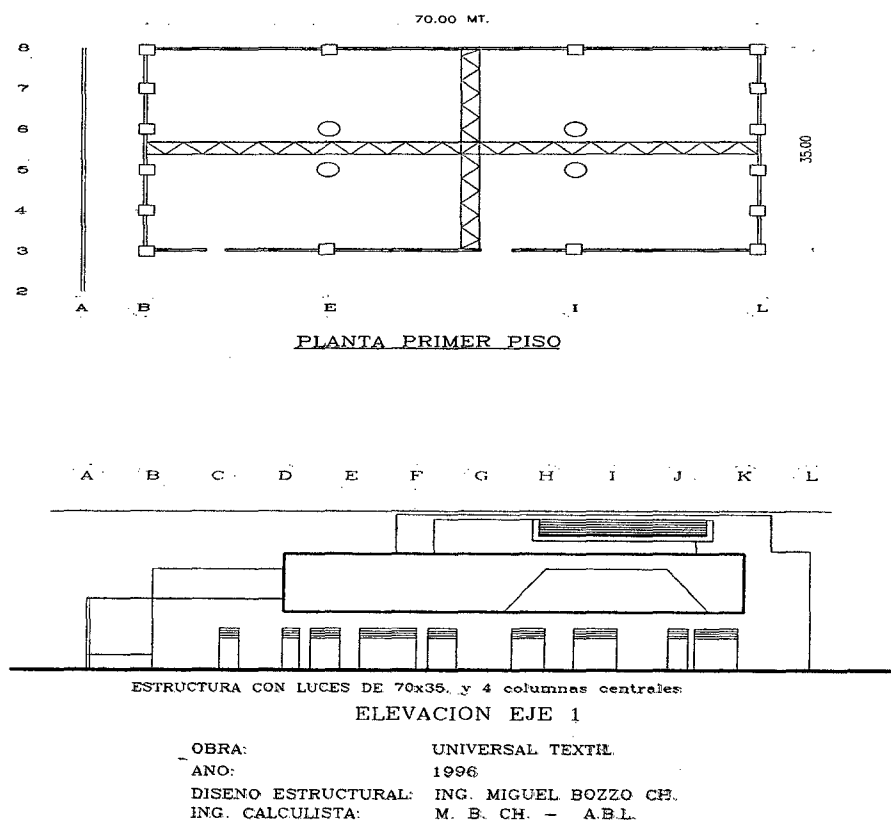


Fig. 6.16 Plano arquitectónico en planta y elevación

5.3.2 Estructuración

EL sistema estructural adoptado para el presente proyecto de grandes luces es una losa espacial en dos direcciones sin apoyo perimetral (viga interiores), debido a la presencia de columnas centrales y estas reciben la EEC mediante capiteles los cuales transmiten las fuerzas a las columnas y luego a las zapatas, E.E.C. es una estructura autoportante, y los elementos que la conforman trabajan solamente a esfuerzos de tracción, compresión y cortante (Ver Figura 6.16), consiste básicamente en un armazón metálico formado por dos mallas de acero una superior y otra inferior las cuales están unidas por diagonales que forman pirámides de base cuadrada, con una losas de concreto en la malla superior (piso) y en la parte inferior se ha dispuesto franja de concreto para absorber esfuerzos de compresión

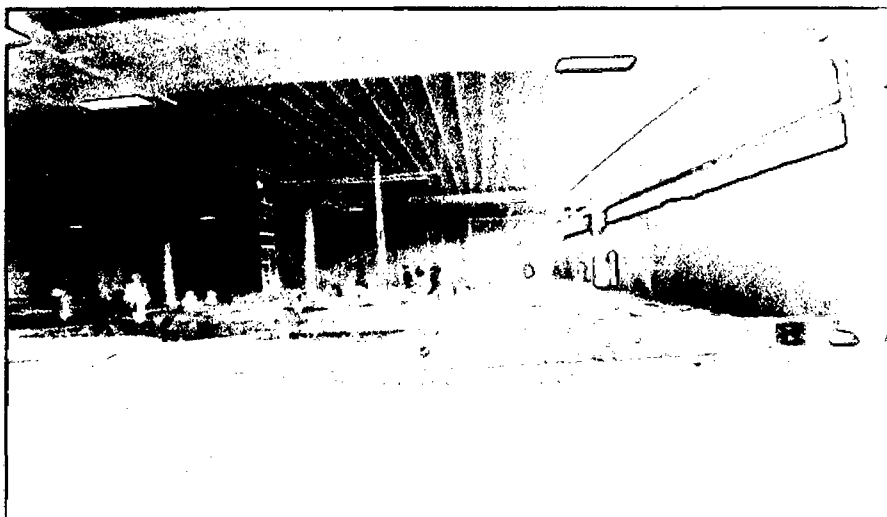


Figura 6.17 Vista Espacial Interior de la Estructura.



Figura 6.18 Detalles de los acabados.



Figura 6.19 Vista Interior del Proyecto terminado.

6.4 FABRICA DE KNITEX

6.4.1. Características del Proyecto

En esta fabrica es interesante mencionar que la cobertura de la zona de confecciones tiene una área de 2500m², y solo debía tener una columna al centro, lo que nos hizo plantear una solución con una estructura como la que se muestra en la Fig. 6.20.

6.4.2 Estructuración

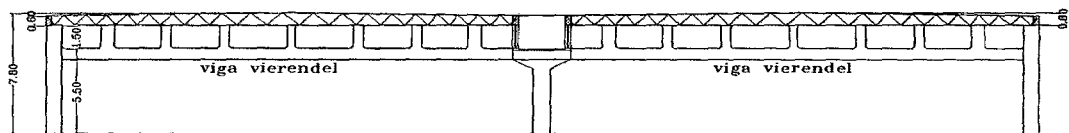
El proyecto esta estructurado con cuatro columnas en las esquinas, cuatro placas en la parte media de las cuatro paredes de cerramiento y una sola columna central.

La cobertura esta formada por cuatro pirámides y una cruz central formada por cuatro vigas tipo Virendel, como se ve en el corte de la Fig. 6.20, estas vigas están separadas 3m y tienen en su parte inferior una sola losa de concreto, lo que permite una buena iluminación central, dado que existen 8 ventanas de 22.5m de longitud (Ver Fig. 6.21 y 6.22).

Figura 6.20. Elevación de la Fabrica Knitex.

Cobertura de luces de 25x21 mts. con una sola columna central y vigas tipo vierendel que permiten una ventilación e iluminacion zenital

COSTO (INCLUYE ZA-
 PATAS, COLUMNAS, VI- \$ 110.00 POR M2
 GAS Y TECHO):
 TIEMPO DE EJECUCION: 3 MESES



ELEVACION

OBRA:	PLANTA DE CONFECCIONES KNITEX
ANO:	1,989
DISEÑO ESTRUCTURAL:	ING. MIGUEL BOZZO CH.
ING. CALCULISTA:	M. B. CH. - J. LOPEZ

Esta obra nos sirvió de modelo para otra muchas otra fabricas. Una variante a esta solución se presenta en la fabrica de "Cofaco " la cual tiene luces de 16m, en este caso se puso una viga en el termino de la pirámide de E.E.C., de la cual se colgó la losa inferior mediante templadores y se coloco una losa de 2m entre las dos pirámides adjuntas. Esta obra tuvo un costo de \$100.00 por metro cuadrado lo cual incluía cobertura, columnas y las zapatas.

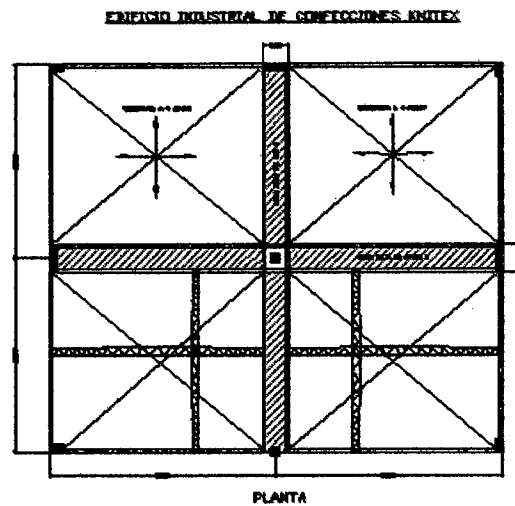


Figura 6.21 Planta de la Fabrica Knitex.



Figura 6.22. Columna Central.

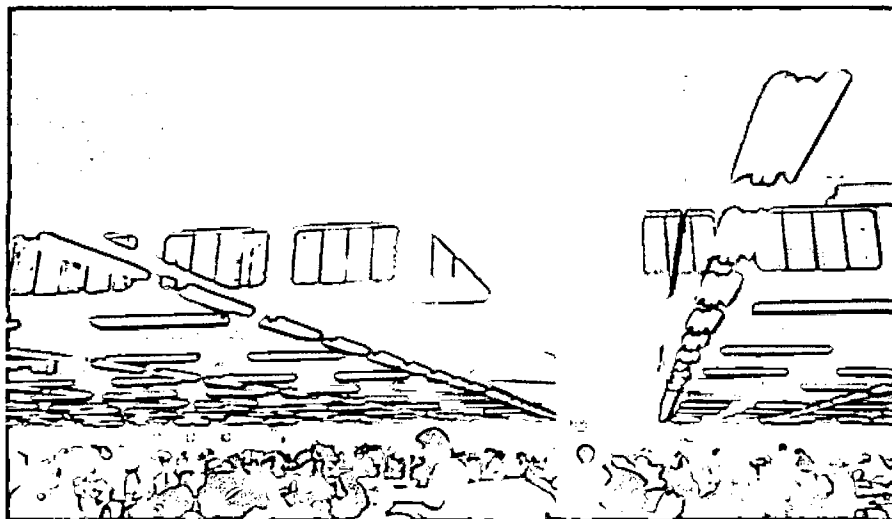
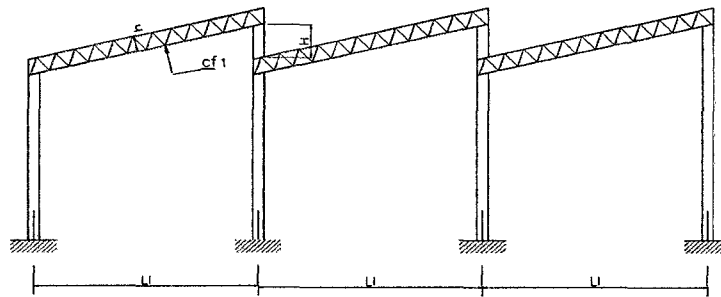


Figura 6.23 Vista lateral de la Fabrica Knitex.

6.5 EDIFICIO INDUSTRIAL (TECHOS EN DIENTE DE SIERRA)

6.5.1 Características del Proyecto

Es una de las diversas aplicaciones de la EEC en edificios industriales con techos en diente de sierra y fines de ventilación e iluminación, los cuales requieren grandes espacios flexibles para efectuar diferentes maniobras en el transporte, en tal sentido se ha proyectado y construido con el Sistema de Estructura Espacial Compuesta teniendo la particularidad de que los sistemas resistentes se encuentran en el perímetro de la edificación, y su cobertura son de varios tramos inclinada en un solo sentido; es una alternativa económica, flexible y segura, a continuación se presenta gráficos de distribución arquitectónicas y la estructuración efectuada..



CORTE TRANSVERSAL 1-1

L	L1	h	cf1	cf2	H
12-30	10-15	$\frac{L1}{25}$	$\frac{L1}{200}$	$\frac{L}{300}$	1-1.5 VARIA CON L

OBRA: FABRICA FILAMENTOS PERU
 AÑO: 1966
 DISEÑO ESTRUCTURAL: ING. MIGUEL BOZZO CH.
 ING. CALCULISTA: M. B. CH. - A.B.L.

COSTO APROX. 65 \$ Mt2.

Figura 6.24 Vista lateral Techo diente de sierra.

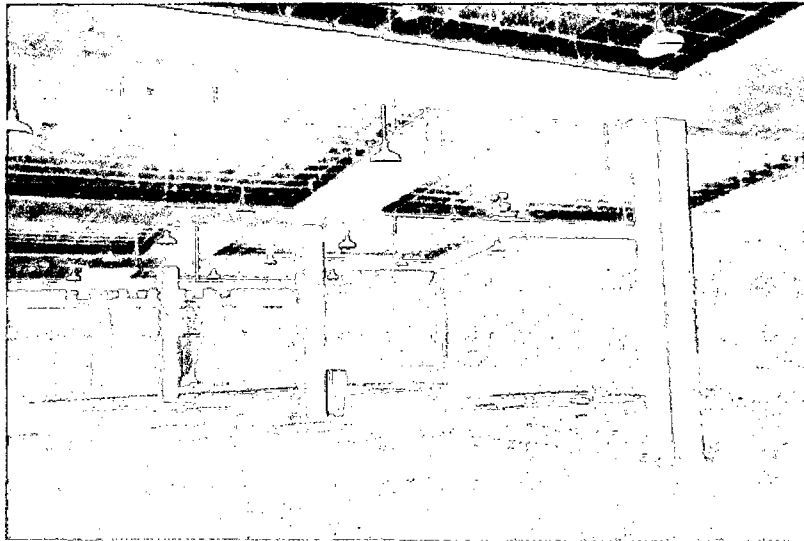


Figura 6.25.- Techo en diente de Sierra

6.6 NAVE INDUSTRIAL CON LOSA DE SECCION VARIABLE A DOS AGUAS

6.6.1 Características del Proyecto

Una de las aplicaciones de la Estructura Espacial Compuesta es considerando una sección variable a dos aguas tales como las mostradas en la Fig. 5.26b. Debe observarse que la forma estructural de esta losa es consecuencia de buscar un mayor peralte al centro, donde los momentos flectores son máximos pero los cortantes mínimos y un peralte menor en los bordes donde los cortantes son máximos pero los momentos flectores son mínimos. Así en los bordes, las diagonales -que predominantemente toman el cortante - tienen una menor longitud de pandeo. .

Por otro lado, las ventajas de las estructuras compuestas, como son un uso más racional del acero y del concreto, aumento de la luz sin un sensible aumento del peso propio, etc. se dan en esta losa.

En las figuras 6.28 y 6.29 se observa que si bien el momento flector M_y , es, como se esperaba, mayor que el M_x , este último también los cortantes en los tímpanos son elevados y por ello se diseñaron unos estribos que reducían la longitud de pandeo de las diagonales en estas zonas.

En la Fig. 6.27 se presenta la malla en elementos finitos considerada y las condiciones de borde. Por otro lado la sección transversal se modeló como una losa de sección variable maciza de inercia equivalente a la de la losa inicial.

En las figuras 6.28, 6.29 se presentan los resultados obtenidos, en los cuales se observa el efecto de la abertura de 3 x 3 (metros de la esquina en la distribución de los esfuerzos).

Debe indicarse finalmente que esta losa está ya construida y que la deflexión al centro obtenida del análisis (5 cm) fue muy similar a la obtenida en el desencofrado (4.5 cm) .

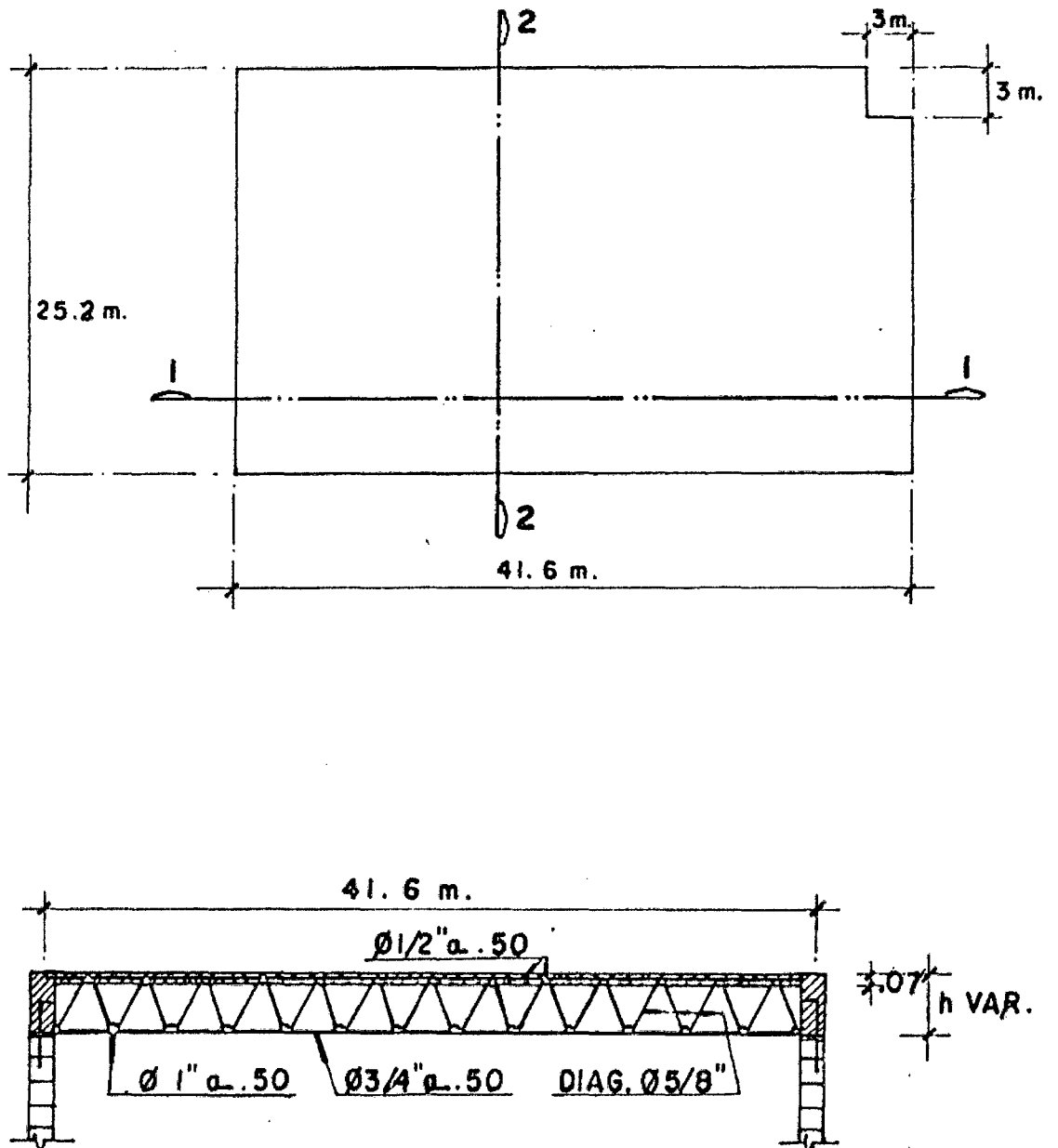


Figura 6.26a- Plano en planta y la sección 1-1 cobertura peralte variable EEC.

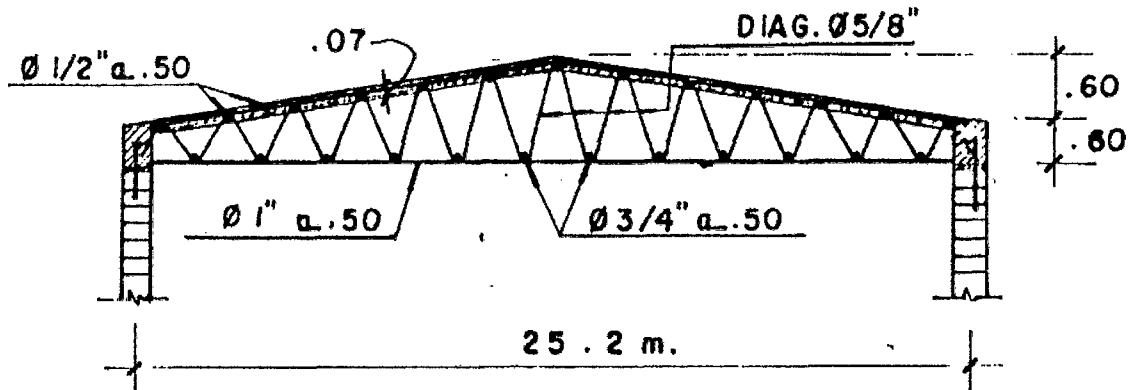


Figura 6.26 b.- Plano sección 1-1 cobertura peralte variable EEC con losa superior.

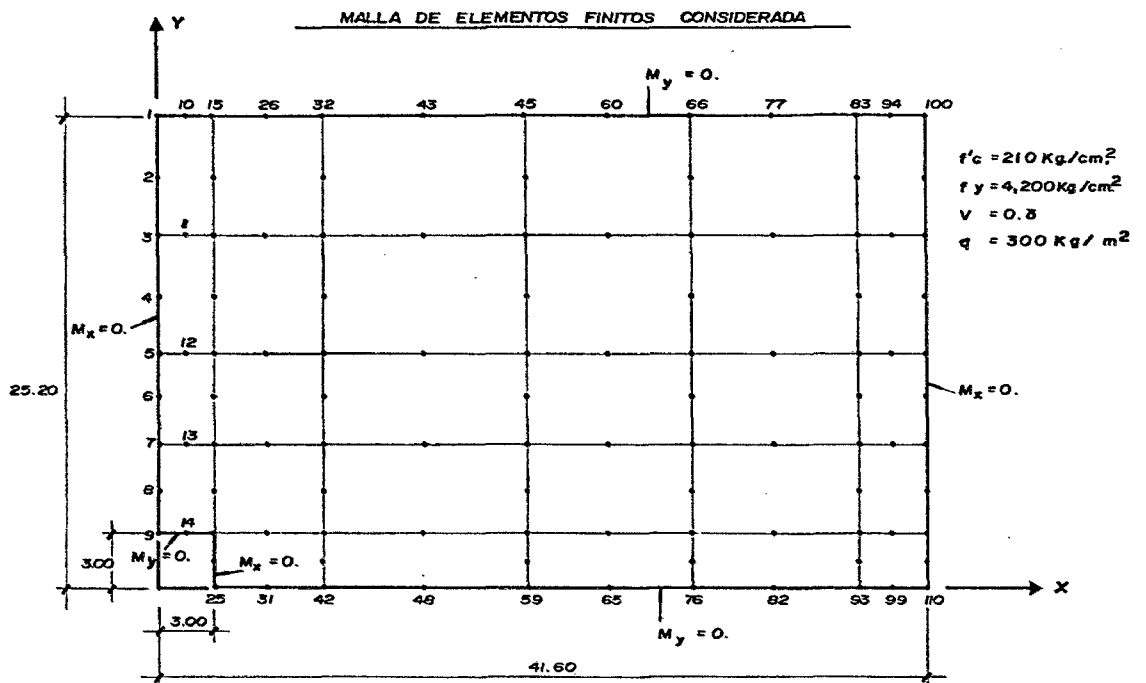


Fig. 16

ESCALA : 1/250

Figura 6.27 Idealización de la cobertura en mallas de elementos finito y propiedades.

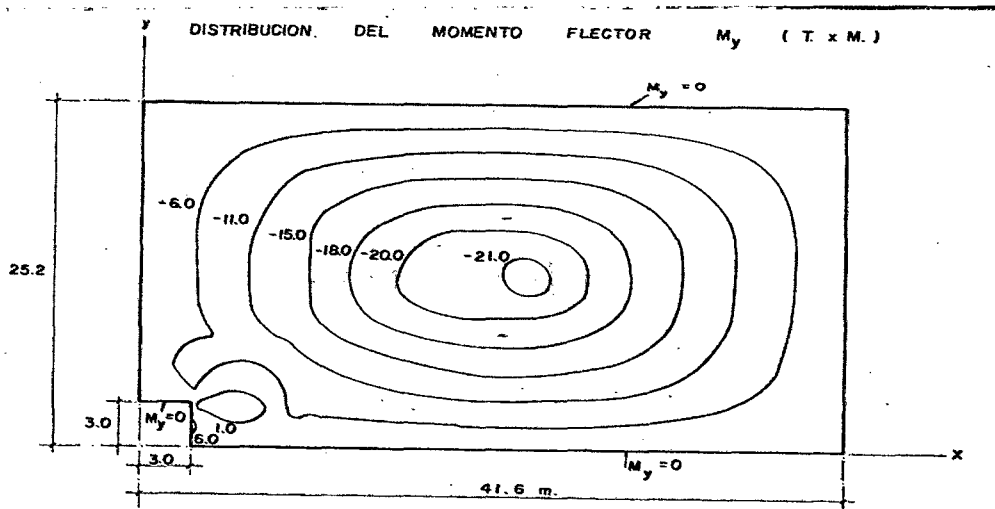


Figura 6.28 Diagrama de momentos flectores en M_x -x.

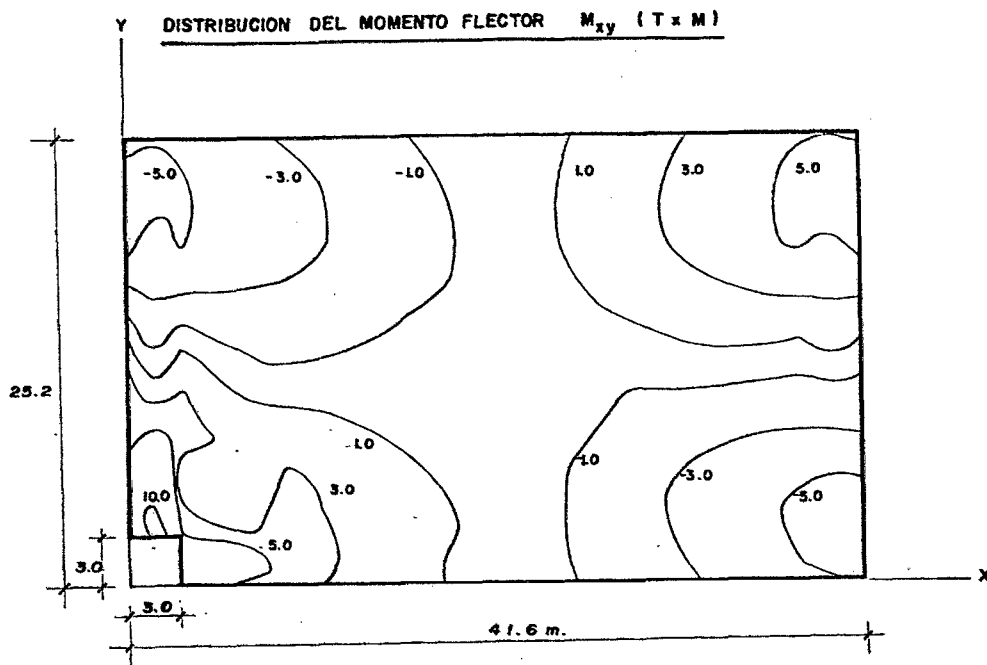


Figura 6.29 Diagrama de momentos flectores en M_{xy}

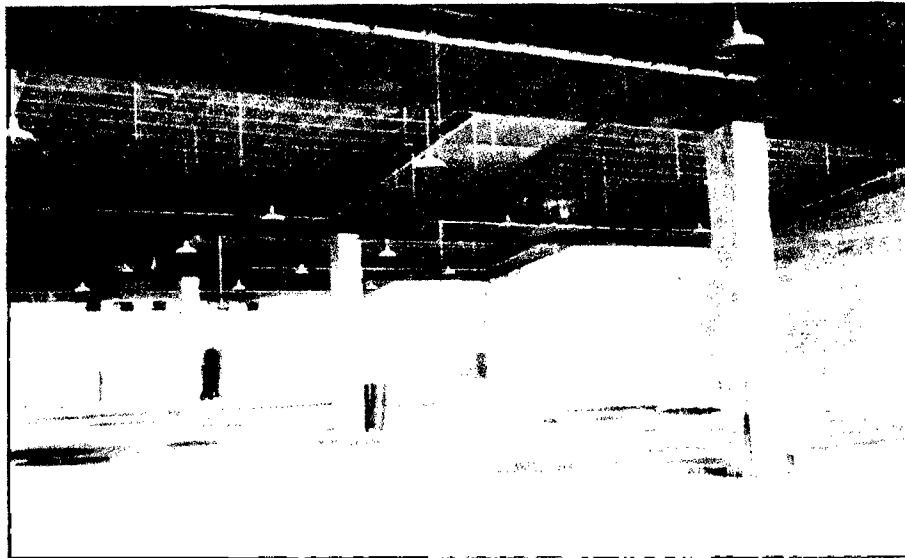


Figura 6.30 Vista panorámica de estructura tipo diente de sierra con EEC y losa borde.

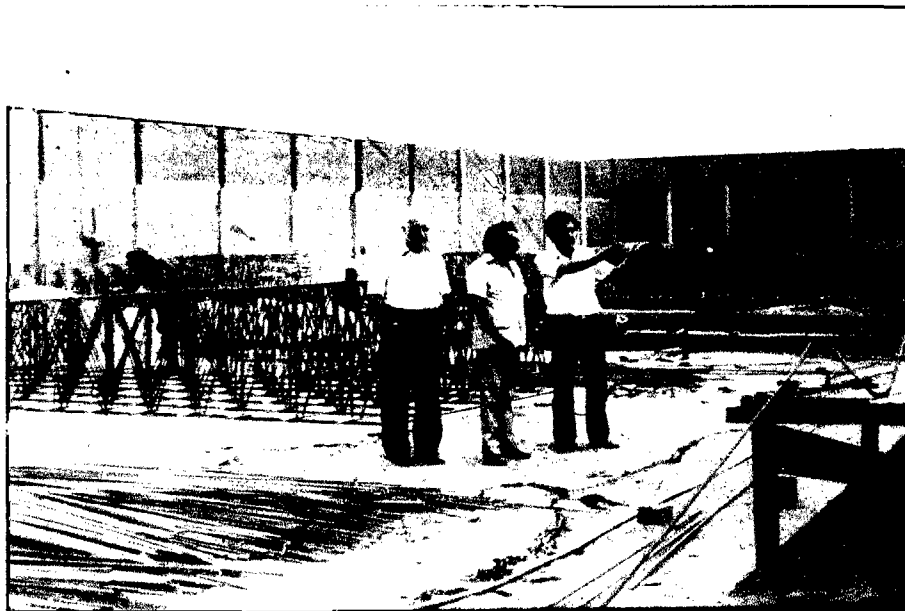


Figura 6.31 Vista del proceso constructivo, habilitados de la estructura por partes.

6.7 COBERTURA DE GRANDES LUCES - HANGARES

6.7.1- Consideraciones Generales

La estructura espacial compuesta (E.E.C) ha sido aplicada en el Perú durante mas de 3 décadas y existiendo en la actualidad más de 500 obras construidas con este sistema, todas ellas en perfecto funcionamiento; y como una característica del sistema es permitir el reforzamiento para mayores sobrecargas cuando las estructuras tienen una losa superior. Dentro de las construcciones más significativas debido al sistema de estructuración son: hangares de mas de 60 mts de luz, auditorios de 30 mts. Con sobrecarga de 500 kg/m², fábricas industriales con crecimiento vertical con sobrecargas de 600 kg/m², edificios destinados para aulas, estudios de televisión, hoteles, residencias, mercados, auditorios, coliseos, iglesias etc.

La E.E.C. se ha empleado en distintas formas tales como diafragmas planos de varios pisos rigidizado con una losa superior y/o inferior de concreto, así como cobertura de techos de sección variables con sobrecarga y sin ella, arcos e incluso cúpulas. Está, pues, claramente probada, no solamente *su durabilidad así como su función acústica, térmicas y estética*; sino también su gran rigidez como diafragma en grandes luces con una o doble losa, así como su significativo ahorro en los materiales, y por consiguiente su menor costo, en particular para luces importantes.

6.7.2 Cobertura para Grandes Luces.

En la actualidad para cubrir ambientes de grandes luces, depósitos, hangares, coliseos, auditorios, etc. Se emplean los siguientes métodos.

- a) Estructuras metálicas con coberturas de eternit.
- b) Pórticos con vigas pretensadas y losas aligeradas.
- c) Estructuras laminares.

Con el empleo de la "E.E.C." que hemos descrito, vamos a presentar mediante el desarrollo de un caso práctico, una nueva manera de resolver este problema que en nuestro caso a resultado después de una licitación de precios a un

10% más caro que un sistema a base de coberturas de eternit y un 25% más económico que un sistema de concreto, a base de vigas pretensadas.

El sistema consiste en intercalar piezas prefabricadas y tramos de "E.E.C." como se puede apreciar en las figuras. En cada caso particular el proyectista debe saber escoger la franja de E.E.C. pues ella es la que lleva las cargas a las columnas.

LA ECONOMIA SE CONSIGUE:

- 1) En el sistema constructivo que nos permite ahorro de mano de obra y velocidad en la ejecución de la obra.
- 2) En el ahorro de materiales de construcción.

Entre las diversas obras realizadas con E.E.C .figuran los hangares se muestran en las figuras siguientes los hangares del Callao y en particular el de Talara.

6.7.3 Aplicación Hangar en el Aeropuerto del Callao.

HANGAR PROYECTADO Y CONSTRUIDO EN EL AEROPUERTO DEL CALLAO (L = 61.25 Mts.)

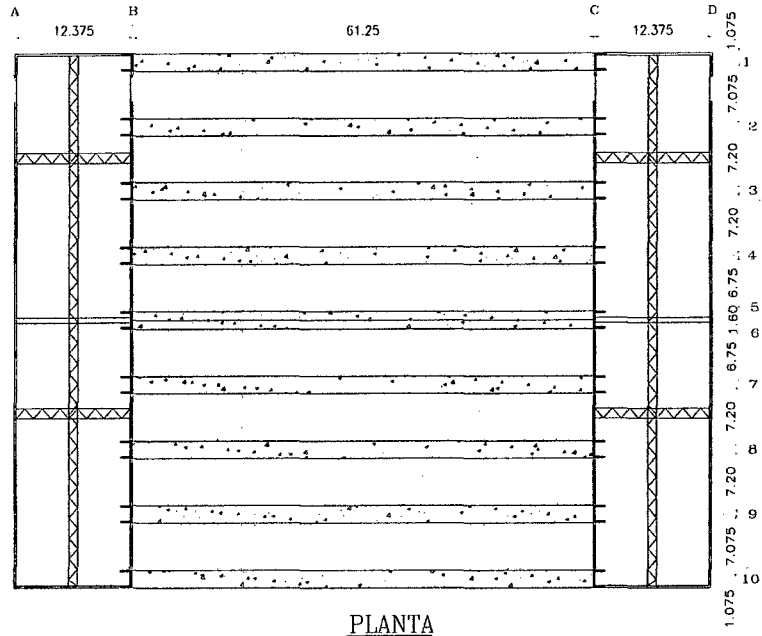


Figura 6.32 Planta de Hangar en el Aeropuerto del Callao.

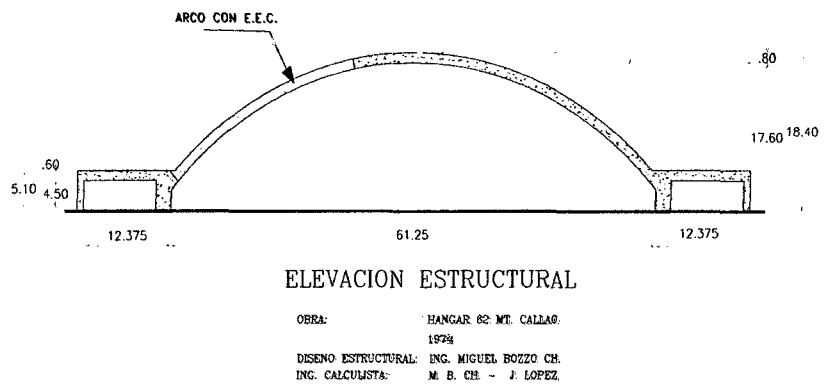


Figura 6.33 Elevación de Hangar en el Aeropuerto del Callao.



Arco en E.E.C. para Hangar en Talara (luz 42 mts.).

Figura 6.34 Proceso constructivo de los arcos con EEC.

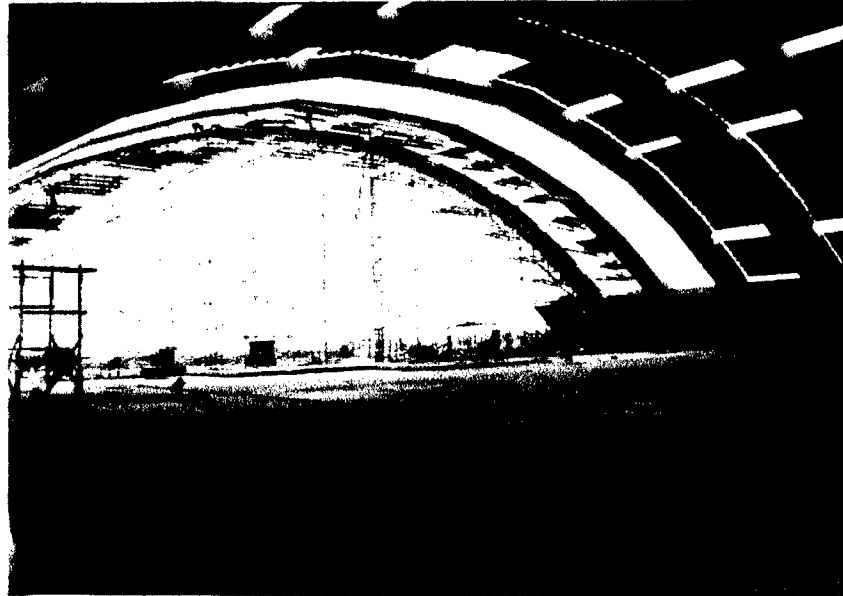
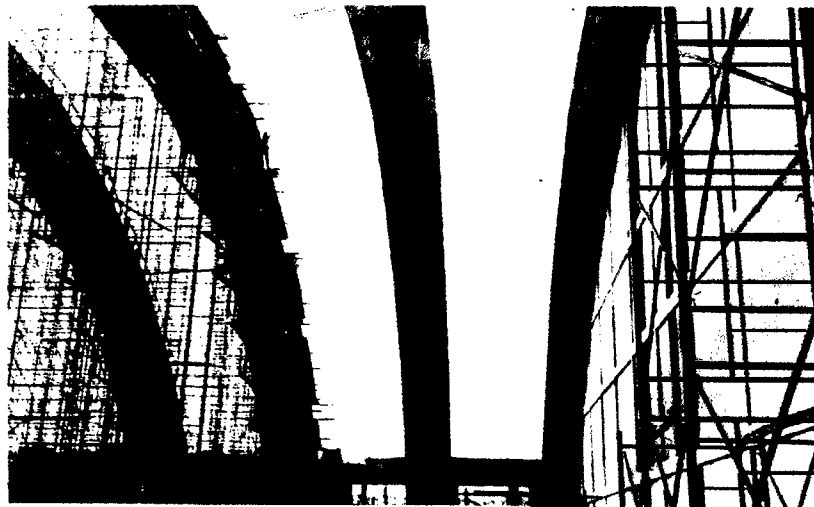


Figura 6.35 Vista del Hangar en proceso constructivo.



Hangar de 62 mt. de luz en el Callao.

Figura 6.36 Vista del Hangar en proceso constructivo.

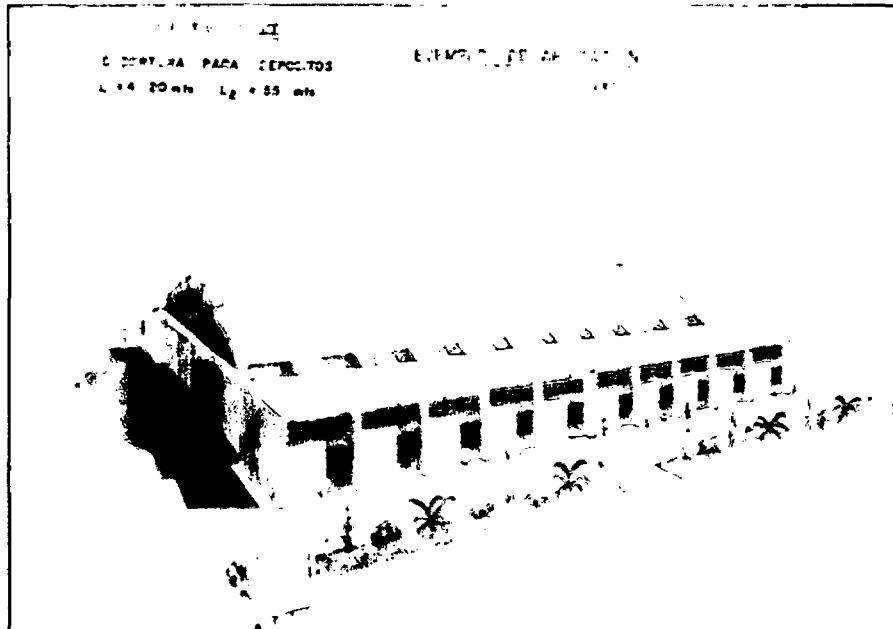


Figura 6.37 Vista del Proyecto terminado.

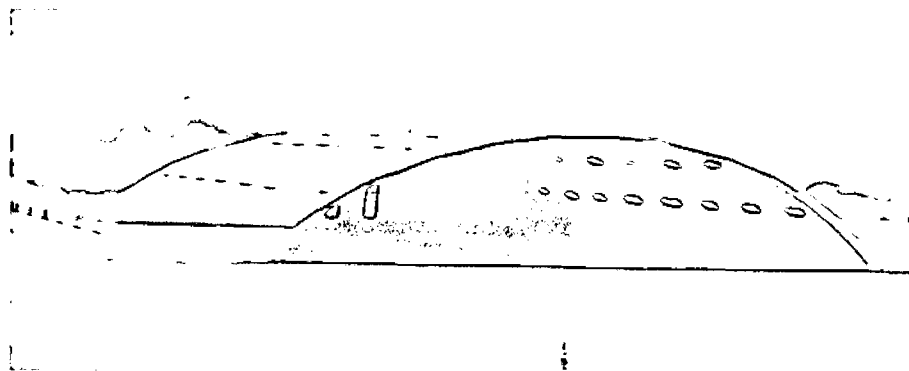


Figura 6.38 - Vista del Hangar terminado.

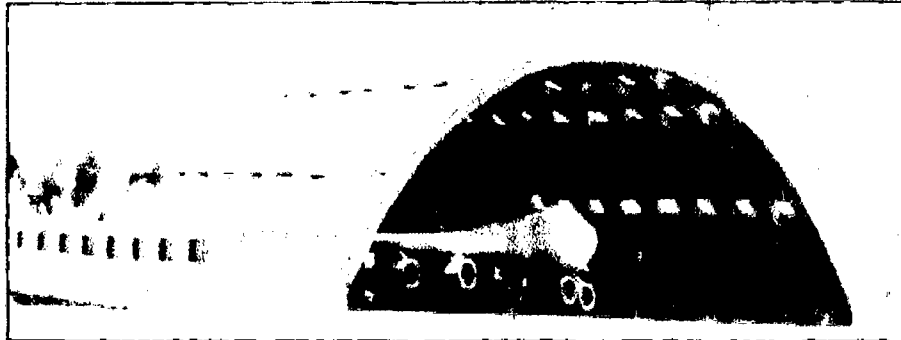


Figura 6.39-Vista del Hangar terminado y en funcionamiento.

6.8 APLICACIONES EN EDIFICIOS DE VARIOS PISOS

6.8.1 Aplicaciones en viviendas, aulas y oficinas

El sistema de Estructura Espacial Compuesta tiene múltiples usos ya se en edificios para viviendas, centros comerciales, oficinas, aulas, etc. Los diferentes niveles de pisos pueden variar en edificios, de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos, estructurales; para el diseño de estas estructuras con EEC. Se sigue los siguientes procedimientos.

a) **Estructuración.** Uno de los pasos muy importantes dentro de la ingeniería estructural es la configuración en planta y elevación así como la estructuración de los edificios a proyectar, dentro de la configuración y estructuración se tomará en cuenta la ubicación de elementos resistentes y núcleos rigidizadores por efectos de fuerzas sísmicas que inducen a una torsión en planta o a un desplazamiento excesivo con los cuales las distorsiones en planta ocasionarán la formación de los mecanismos de rótulas plásticas por lo tanto se debe efectuar una correcta estructuración ubicando adecuadamente los elementos resistentes considerando la circulaciones horizontales y verticales de los edificios así como la configuración regular y simétrico en planta y elevación, en esta primera etapa del análisis se requiere el sentido común y la experiencia del proyectista para evitar así estructuras antieconómicas e inestables.

b) **Predimensionamiento.** Es una determinación cuantitativa de los elementos resistentes para los cuales se deberá hacer uso de diferentes modelos matemáticos, teniendo en cuenta la estructuración previa efectuada en los cuales los elementos resistentes perimetrales (columnas y/o placas) se dispondrán de acuerdo a lo requerido con capiteles o ábacos por efectos de punzonamiento.

c) **Análisis.** Es la determinación de los esfuerzos internos de los elementos debidos a la acción de las fuerzas externas en las estructuras los cuales serán necesarios para efectuar el diseño respectivo, para realizar el análisis de la estructu-

ra, en la actualidad existen diversos métodos y herramientas que hacen posibles un análisis más detallados la aplicación generalmente depende del ingeniero estructural.

d) **Diseño.** Una de las etapas importantes del diseño estructural en el cual se dimensionan los elementos resistentes a los esfuerzos axiales y cortantes considerando las normas de diseño básicas,

e) **El Arte del detallado.** Como ultima etapa del proyecto es necesario efectuar correctamente los detallados de los diferentes elementos que la constituyen la estructura para evitar posteriores irregularidades en el proceso constructivo los cuales ocasionarían posibles fallas estructurales.

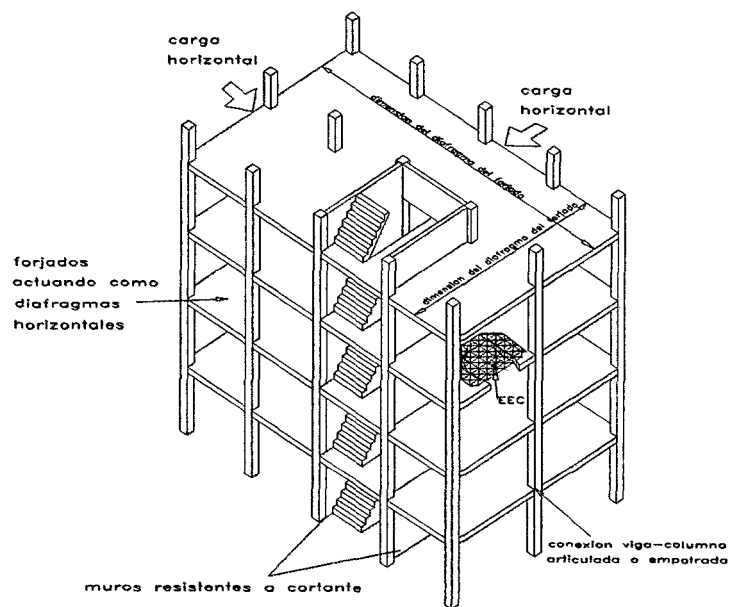
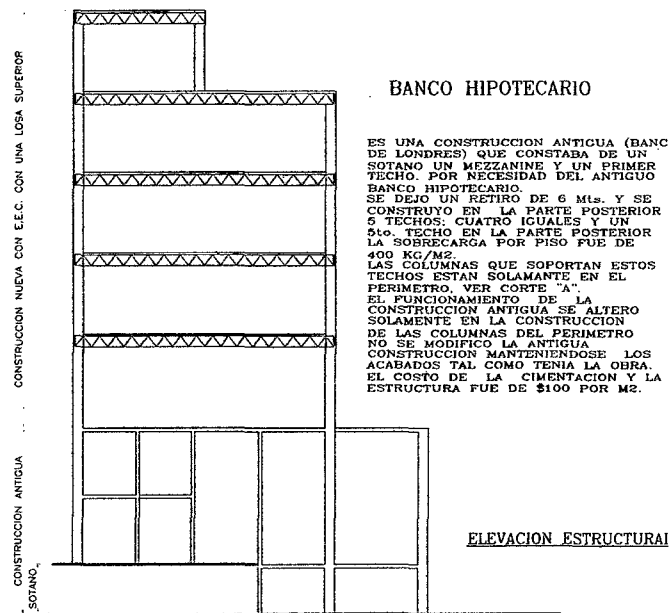


Figura 6.40 Plano en planta de un edificio remodelado y ampliado con EEC .



6.41 Plano en elevación del edificio remodelado y ampliado con EEC.

CAPITULO 7

EJECUCIÓN E INSPECCIÓN DE OBRA

EJECUCIÓN E INSPECCION DE OBRA

7.1 EJECUCION E INSPECCION DE OBRA TEXTIL SAN RAMON

7.1.1 Características del Proyecto

Se trata de un techo de 16X21.5 metros cuadrados de área en planta, su uso de la estructura es de almacén y está diseñado para una sobrecarga de 700 kg/m². El proyecto está ubicada en el Distrito de San Luis, departamento de Lima.

La estructura está formado por 5 columnas cuya sección transversal es de de 1.00x0.40mt los cuales tienen una ménsula en la parte superior para recibir las vigas de borde o perimetrales de 21.5 y 16mt respectivamente en cada dirección, como muestran los planos adjuntos; la altura libre es de 4.00mt. y el peralte de losa de EEC es de 0.65mt.

7.1.2 Descripción del Proyecto

El sistema de Estructura Espacial Compuesta para la obra Textil San Ramón consta de :

Mallas de Acero.- 2 mallas una superior y otra inferior, las cuales son de acero corrugado soldable.

Diagonales.- De acero corrugado soldable que unirán las mallas formando una estructura piramidal .

Concreto.- De resistencia 210 kg/cm².

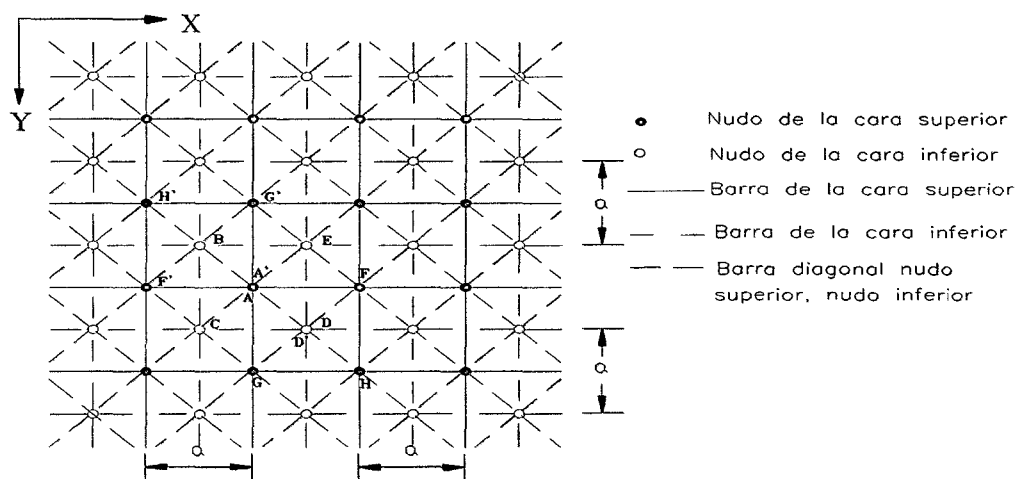
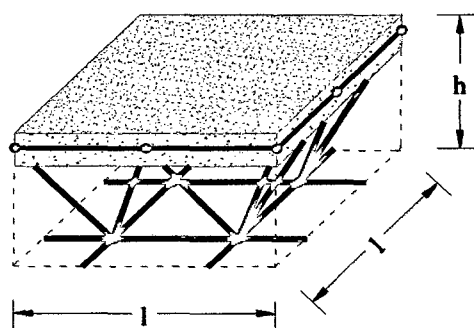
Losa Superior .- De concreto que tendrá un espesor de 7cm.

Losa Inferior.- De concreto de un espesor de 6 cm, esta losa toma las compresiones.

Capiteles y Ménsulas.- Son de concreto permiten reducir las luces y cargas entre columnas y vigas.

Instalaciones Eléctricas y Sanitarias.- La EEC facilita el pase de las instalaciones por su gran peralte.

7.1.3 Sección de la EEC



7.1.4 Proceso Constructivo.-

Colocación de Encofrado.-

Se encofra los fondos de vigas, son los elementos horizontales resistentes de madera de carácter principal empleados tanto en techos horizontales como inclinados. (Foto No 7).

Se controla la contraflecha de 16cm, para la losa de EEC.

Se procede a encofrar el fondo de techo controlando los niveles, se empleo encofrado metálico planchas de 1.20x2.44mt. para la losa inferior. (Foto No 4 y 5).

Se apuntala con pie derechos preferente de eucaliptos o puntales metálicos y se arriostra a media altura con soleras de 4"x3".

Se considerará junta sísmica para las vigas perimetrales del límite de propiedad con technopor de 2".

Colocación de Acero.-

Se procede al armado de vigas.(Foto No 2)

Luego se suelda la malla inferior de la EEC, sobre el encofrado de la losa y se colocan tacos de concreto de 3 ", para el recubrimiento correspondiente.

Se sueldan las diagonales a la malla inferior y a la viga perimétrica

Finalmente se suelda la malla superior a las diagonales formando así la estructura piramidal de base cuadrada. (Foto No 2)

Soldadura.-

Se sueldan malla inferior, diagonales y malla superior respectivamente con SUPERCITO 1/8 y 5/32 .

Encofrado Superior.-

Se procede a encofrar la malla superior con planchas metálicas de 0.50x0.50mt arriostradas entre sí con crucetas. (Foto No 16)

Luego se encofran los capiteles en un ancho de 1mt. formando una sección triangular. (Foto No 6)

Se encofra el limite o friso de la losa inferior 2mt. en todo el perímetro y se remarca con catahua. (Foto No 9)

Apuntalamiento.-

Se apuntala con soleras, puntales y pie derechos (Foto No 4).

Los puntales se apoyaran sobre una superficie rígida y se colocarán cuñas que garanticen que estos no se muevan durante el proceso constructivo.

Donde el distanciamiento entre soleras y puntales es como sigue:

Espaciamiento	Soleras de3x4	Puntales de3x4
a 50 cm.	2.00m	1.50m
a 60 cm.	1.50m	1.50m

Condiciones :

Soleras y puntales de 3"x4"

Madera de buen estado y continua.

Sobrecarga de trabajo 700 kg/cm²

Recomendaciones:

Los puntales de los techos inclinados, abovedados y rampas, así como alturas mayores a 2.80m. deberán arriostrarse horizontalmente con cruces para absorber esfuerzos horizontales.

Cuando la tridilosa se apoya en placas, se recomienda colocar soleras pegadas a las placas para evitar que la losa quede con una superficie irregular provocada por el vaciado irregular de la placa.

Las soleras deben tocar fondo de losa.

Se debe asegurar bien los puntales para evitar problemas de asentamiento que afecten el buen estado de la losa.

Vaciado de Concreto.-

Regar la losa con un chorro de agua en todos los elementos que estarán en contacto con el concreto.

El slump a usar será de 4".

Vaciar con bomba y reglear hasta cubrir los 6cm de losa inferior (Foto No 13), luego proceder con las vigas y losa superior.

Vigas y losa deben ser vaciadas al mismo tiempo. Vaciado de vigas hasta el nivel inferior de la losa crean una junta innecesaria y perjudicial para el esfuerzo de la rasante.

Se debe realizar un óptimo vibrado y regleado evitando el sobrevibrado que puede generar segregación de la mezcla. (Foto No 14)

Curado de Concreto.-

Rociar con agua en cuanto se pierda la película superficial de agua de la losa (proceso de exudación).

El curado de la losa por lo menos 4 días es sumamente importante en la formación de fisuras el tiempo en que se debe iniciar el curado dependerá de las condiciones climáticas.

Desapuntalamiento.-

La resistencia mínima que debe tener un concreto para desencofrar con seguridad es de 140 kg/cm².

Desencofrar costados de losa y dejar puntales centrales debido al mayor esfuerzo en esta sección.

VISTAS FOTOGRAFICAS

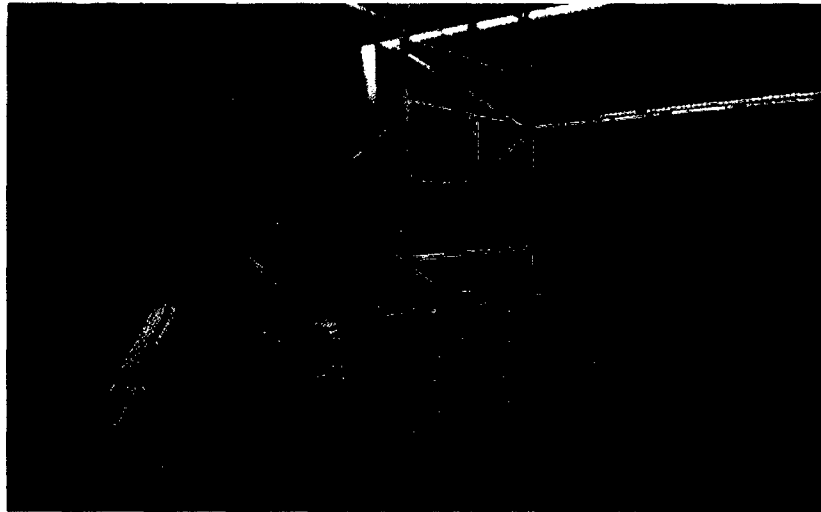


Foto N°1. Doblado de diagonales de la E.E.C

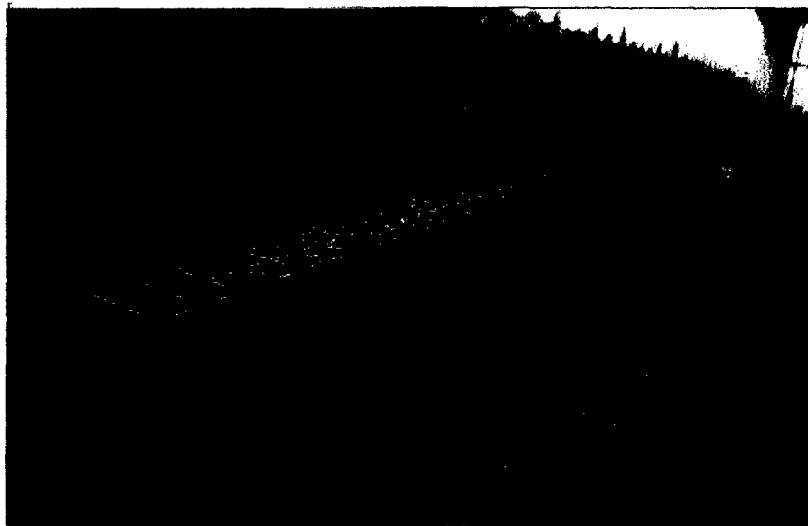


Foto N°2. Armadura de fierro en vigas

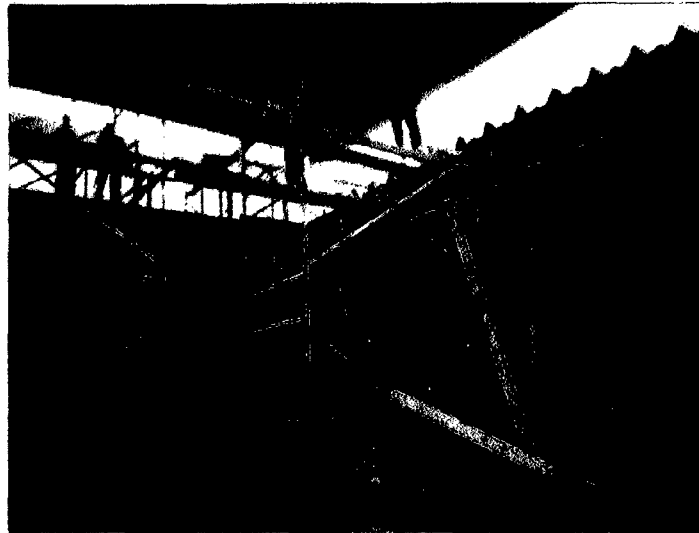


Foto N°3. Proceso de Encofrado para losa inferior

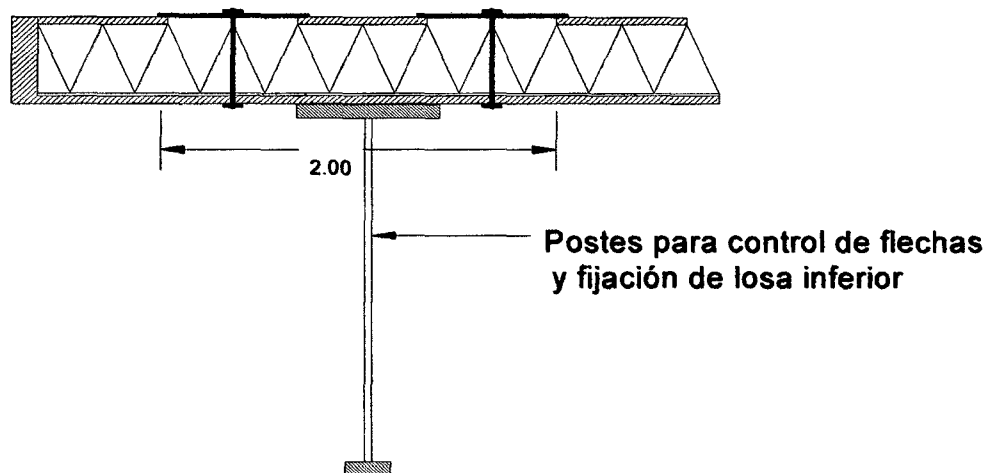


Fig.4 Encofrado de losa inferior.

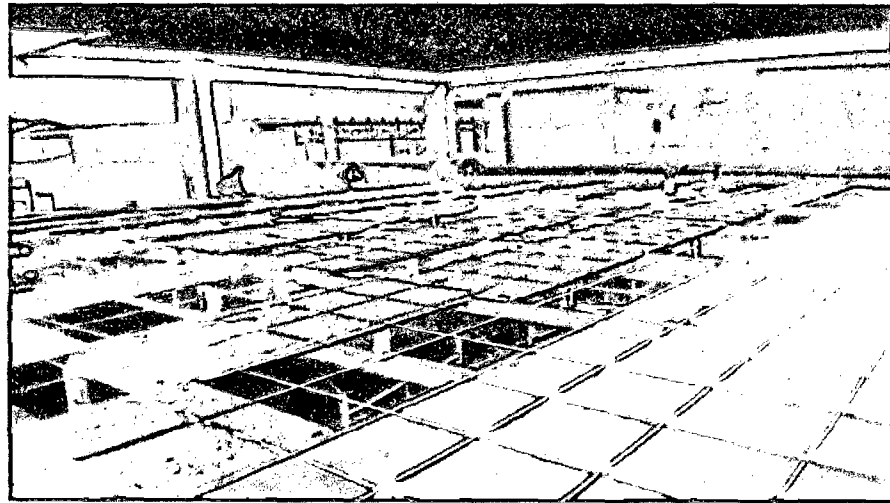


Foto N°5. Encofrado terminado en losa inferior de la E.E.C

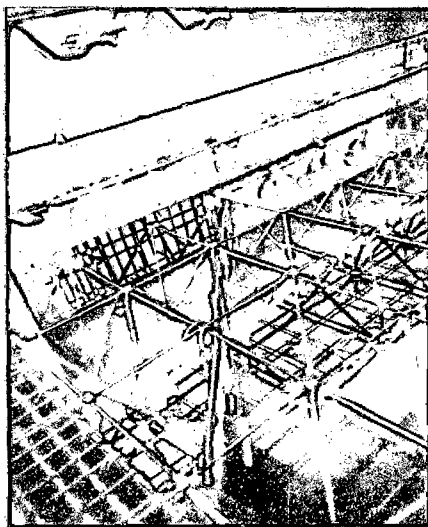


Foto N°6. Encofrado de capitel
perimétrica.

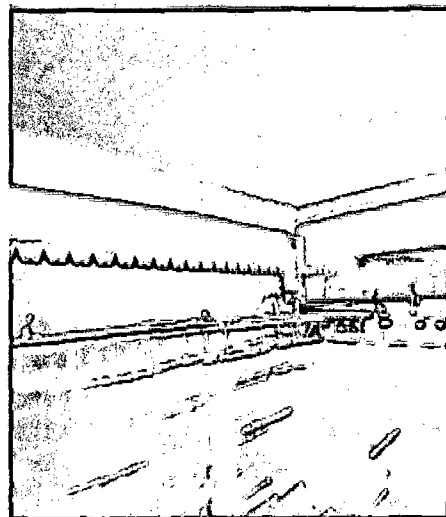


Foto N°7 Encofrado de viga



Foto N°8. Encofrado de losa inferior con catahua.

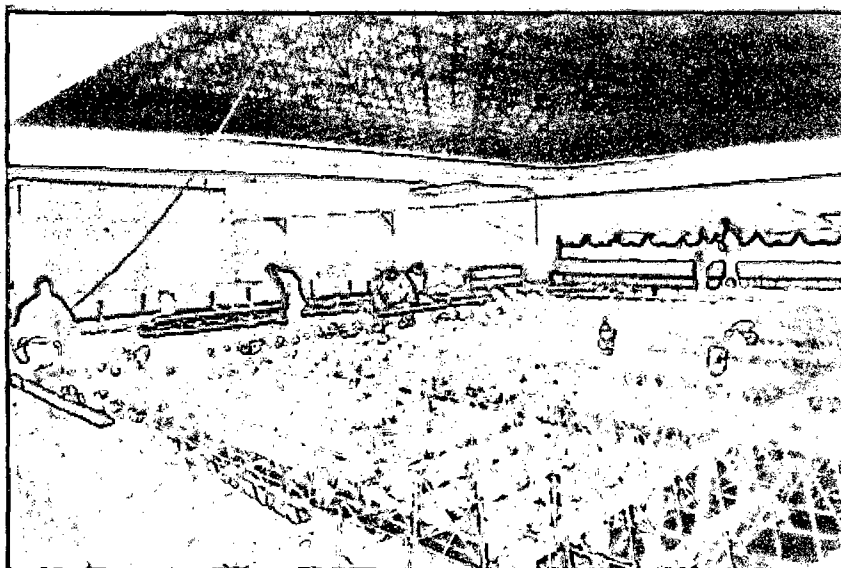


Foto N°9 Encofrado con cintas de catahua.

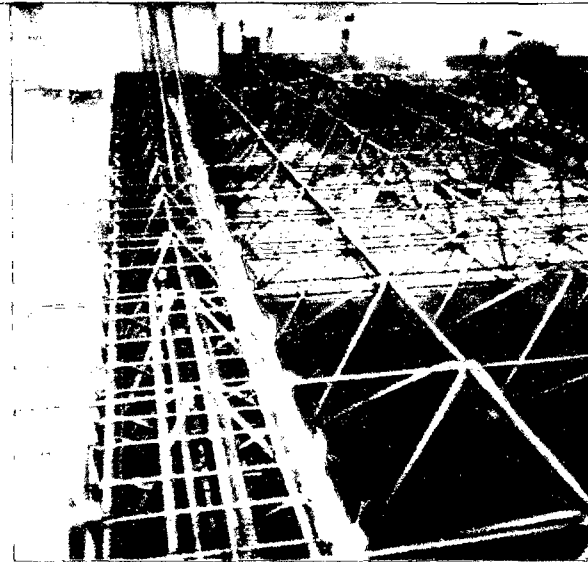


Foto N°10 Encofrado viga -tridilosa

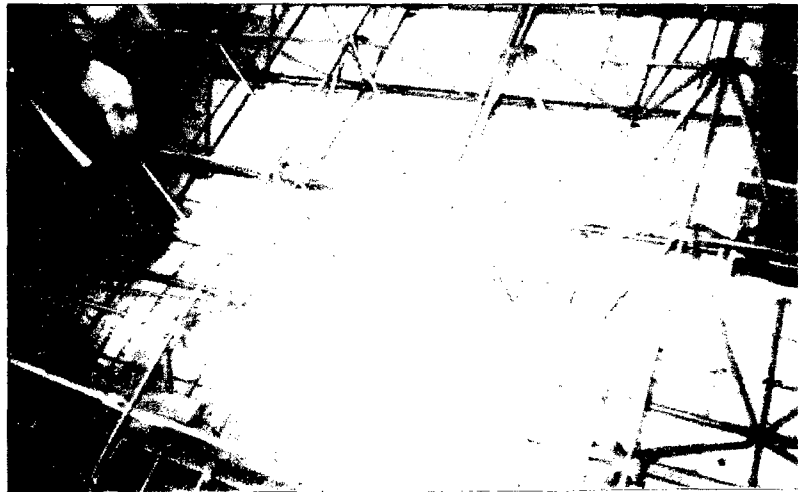


Foto N°11 Encofrado losa inferior

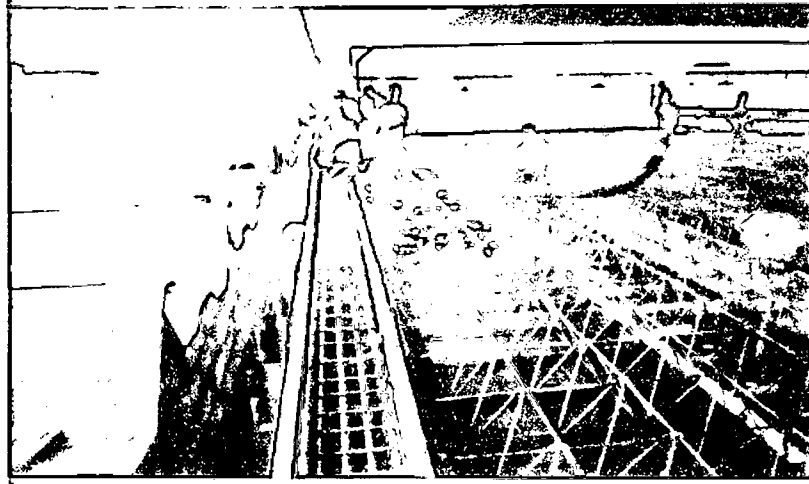


Foto N°12 Vaciado de vigas de borde



Foto N°13 Vaciado de losa inferior

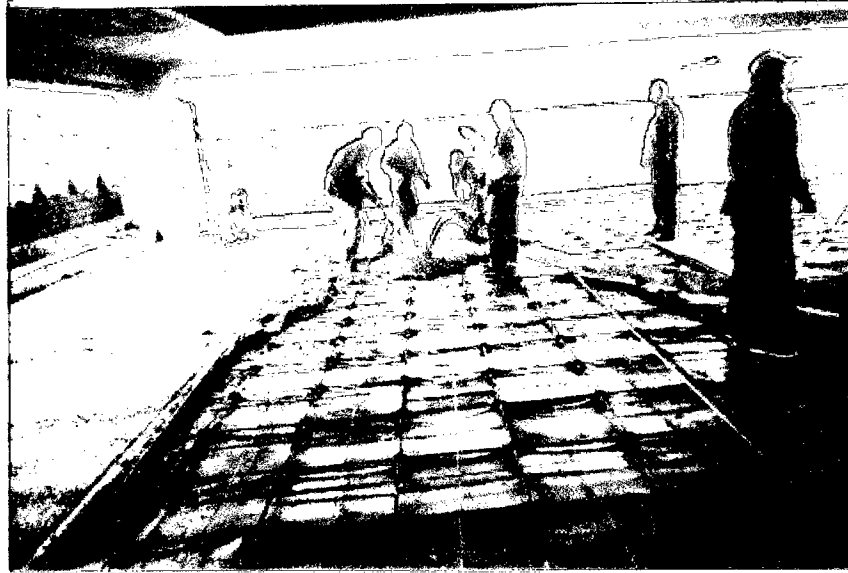


Foto N°14 Vaciado de losa superior

7.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE EEC PREFABRICADA

7.2.1 Descripción del Proyecto

Otra manera de hacer la E.M. en el taller es la fabricación de planchas de celosías espaciales en pie de obra como se observa en las Foto No 15 y No 16.

Esta losa se prefabrica en un espesor de 4cm. de espesor y sirve como encofrado superior para el vaciado final.

7.2.2 Descripción del Proyecto

El sistema de Estructura Espacial Compuesta para la obra Textil San Ramón consta de :

Mallas de Acero.- 2 mallas una superior y otra inferior, las cuales son de acero corrugado soldable.

Diagonales.- De acero corrugado soldable que unirán las mallas formando una estructura piramidal .

Concreto.- De resistencia 210 kg/cm².

Losa Superior .- Tendrá dos etapas :

De concreto PREFABRICADO que tendrá un espesor de 4cm.

De concreto in-situ de 3cm. de espesor.

Losa Inferior.- De concreto in-situ de un espesor de 6 cm, esta losa toma las compresiones.

Capiteles y Ménsulas.- Son de concreto permiten reducir las luces y cargas entre columnas y vigas.

Instalaciones Eléctricas y Sanitarias.- La EEC facilita el pase de las instalaciones por su gran peralte.

7.2.3 Sección de la EEC

Muestra la disposición longitudinal de la losa prefabricada en la celosía espacial. Los elementos prefabricados se pueden usar como coberturas o piso.

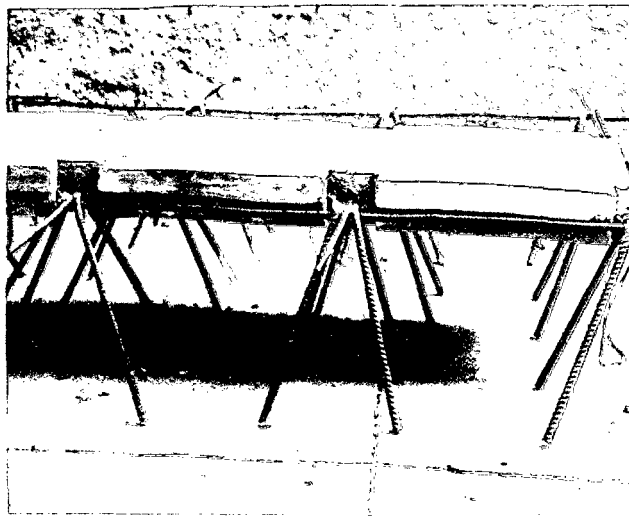


Fig 15. Losa Prefabricada de 4cm. de espesor.

7.2.4 Proceso Constructivo.-

Colocación de Encofrado.-

Se encofra los fondos de vigas.

Se controla la contraflecha de 16cm, para la losa de EEC.

Se procede a encofrar el fondo de techo controlando los niveles, se empleo encofrado metálico planchas de 1.20x2.44mt. para la losa inferior.

Se apuntala con pie derechos o puntales metálicos y se arriostra a media altura con soleras de 4"x3".

Se considerará junta sísmica para las vigas perimetrales del límite de propiedad con tecknopor de 2".

Colocación de Acero.-

Se procede al armado de vigas .

Luego se suelda la malla inferior de la EEC.

Se sueldan las diagonales a la malla inferior y a la viga perimétrica

Finalmente se suelda la malla superior a las diagonales formando así la estructura piramidal de base cuadrada.

Soldadura.-

Se sueldan malla inferior, diagonales y malla superior respectivamente con SUPERCITO 1/8 y 5/32 .

Encofrado Superior.-

Se procede a colocar las lositas prefabricadas de 0.50x0.50mt como fondo de encofrado. Esta losa tiene una malla de "fierro" ubicada al medio de la losa. Seguido se sueldan a los nudos los refuerzos de los prefabricados. (Fig. 18)

Luego se encofran los capiteles en un ancho de 1mt. formando una sección triangular.

Se encofra el limite o friso de la losa inferior 2mt. en todo el perímetro y se remarca con catahua.

Apuntalamiento.-

Se apuntala con soleras, puntales y pie derechos .

Los puntales se apoyaran sobre una superficie rígida y se colocarán cuñas que garanticen que estos no se muevan durante el proceso constructivo.

Condiciones :

Soleras y puntales de 3"x4"

Madera de buen estado y continua.

Sobrecarga de trabajo 700 kg/cm².

Vaciado de Concreto.-

Regar la losa con un chorro de agua en todos los elementos que estarán en contacto con el concreto a vaciar .

El slump a usar será de 4".

Vaciar con bomba y reglear hasta cubrir los 6cm de losa inferior, luego proceder con las vigas y losa superior.

Se coloca la malla de temperatura para la losa superior, previa limpieza de la losa prefabricada.

La losa de concreto superior es de 7cm se vaciarán como se vacía un concreto in-situ. los 3cm restantes de losa, sellando la superficie entre prefabricados y conformando una sola sección.

Se debe realizar un óptimo vibrado y regleado evitando el sobrevibrado que puede generar segregación de la mezcla.

Se muestra la disposición longitudinal de la losa prefabricada podemos proceder como se indica en las Foto No 16 y 17.

Si estas piezas son para una pasarela o puente vehicular se colocaran piezas verticales de "fierro" para conectar la losa final que se vaciará encima de esta pieza.

Curado de Concreto.-

Rociar con agua en cuanto se pierda la película superficial de agua de la losa (proceso de exudación).

El curado de la losa por lo menos 4 días.

Desapuntalamiento.-

La resistencia mínima que debe tener un concreto para desencofrar con seguridad es de 140 kg/cm².

Desencofrar costados de losa y dejar puntales centrales debido al mayor esfuerzo en esta sección.

Observaciones:

Otra forma como se inicia el empleo de este sistema construido fue; cubrir el área con tableros de tripley y luego construir la EEM sobre este encofrado y luego que se chequea bien la flecha, se vacía la losa inferior, luego la viga de borde y los capiteles, seguido se coloca las piezas de concreto.

En la Foto No 20 se observa una estructura de techo terminada correspondiente a la fábrica Cofaco, puede destacarse en esta obra el empleo de tanto losa superior e inferior utilizada como cielo raso.

Otra forma de cubrir la losa inferior es con cielo raso que se coloca colgado de las franjas ya vaciadas de la losa superior.

VISTAS FOTOGRAFICAS:

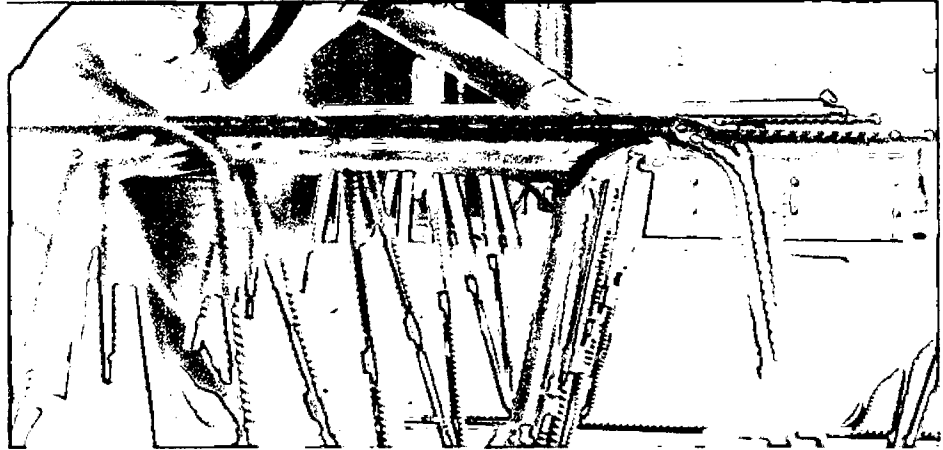


Foto 16. Se muestra el doblado ó labrado de las diagonales de fierro corrugado, y al fondo se muestra la fabricación de planchas de celosías espaciales en pie de obra.

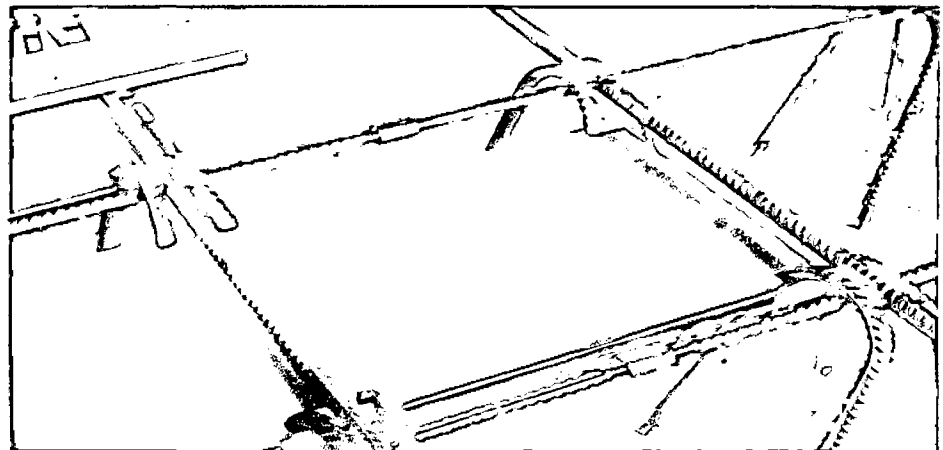


Foto No 17. Pieza prefabricada metálica, colocada para el vaciado del concreto.

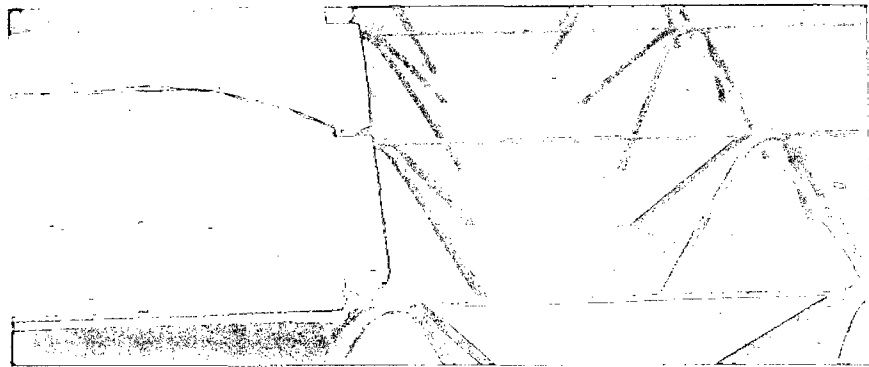


Foto No 18. Se aprecia el montaje de la losa prefabricada a la celosía espacial los cuales se pueden usar como coberturas o piso y para dar continuidad de los elementos prefabricados. Se sueldan a los nudos los refuerzos luego se realiza el sellado de los nudos con concreto.

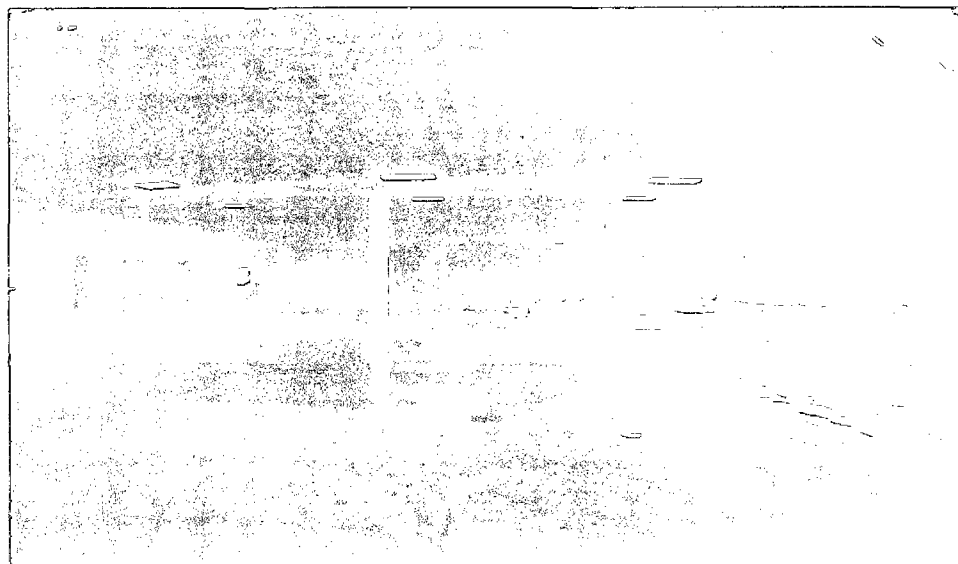


Foto No 19. Estructura de techo terminado de la Fábrica Universal Textil.

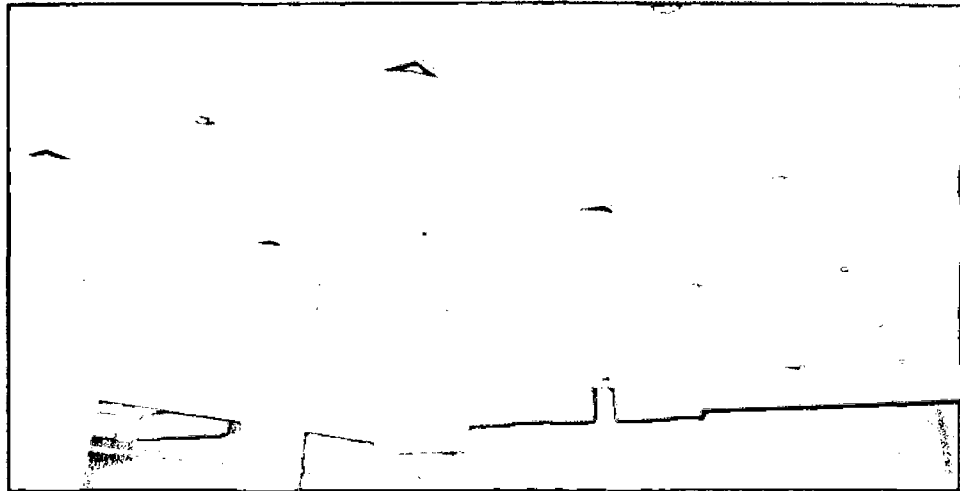


Foto No 20. Techo con losa inferior utilizada como cielo raso en la Fábrica Cofaco.

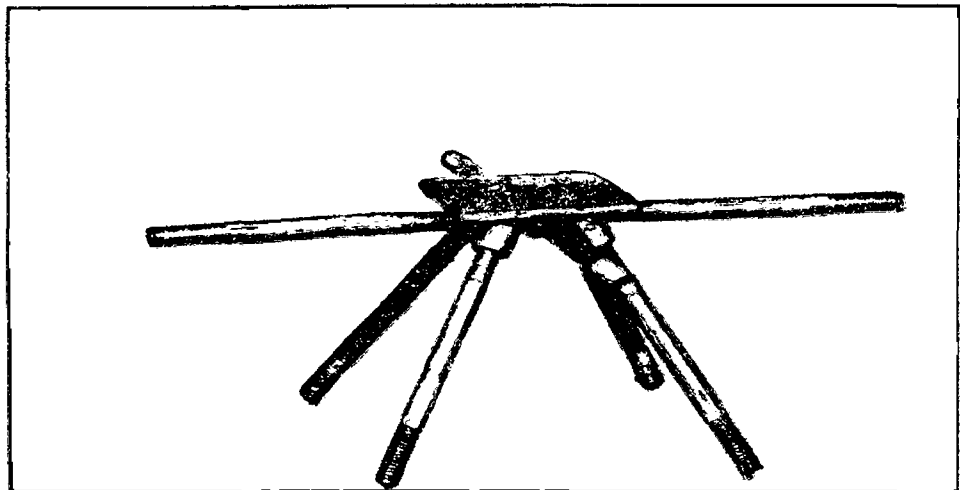


Foto No 21. Modelo típico de nudo para ensamblar estructuras especiales con elementos tubulares metálico y en madera, en el modelo del nudo se muestra 4 barras diagonales y 4 elementos horizontales.

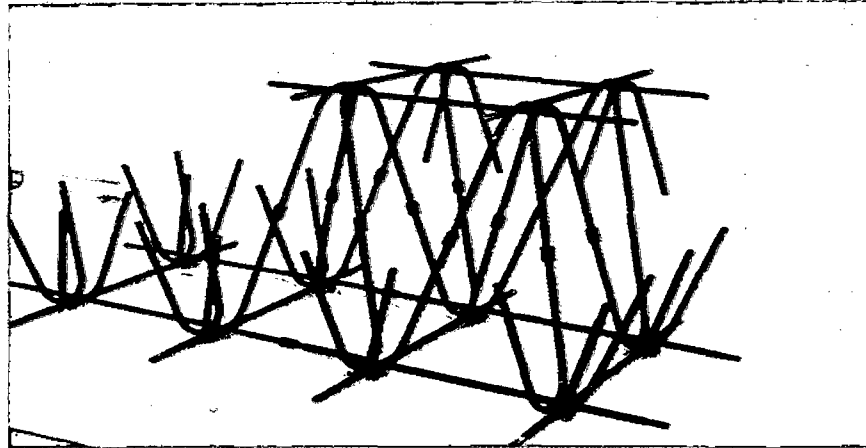


Foto No 22. Se aprecia el módulo de la celosía ensamblado verticalmente para formar los tetraedros de base cuadrada así como horizontalmente para cubrir espacios como elemento rigidizador, se usa también losa de concreto.

CAPITULO 8

PRESUPUESTO Y ANÁLISIS DE

COSTOS UNITARIOS

S10
Empresa no registrada

Página : 1
Fecha : 13/12/05 09:42:15p.m.

Presupuesto

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Cliente S10 S.A. Tarieta 0001 Costo al 27/09/2005
Departamento LIMA Provincia LIMA Distrito LIMA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
1.00.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>						
1.10.00	MOVILIZACION DE MAQUINARIAS-HERRAMIENTAS PARA LA OBRA	GLB	1.00	873.44	873.44		
1.20.00	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	GLB	1.00	14.01	14.01		887.45
2.00.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>						
2.10.00	EXCAVACION PARA ZAPATAS DE 1.40 MT A 1.70 MT DE PROFUNDIDAD	M3	66.00	3.53	232.98		
2.20.00	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	M3	38.00	4.95	188.10		
2.30.00	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE	M3	20.00	8.95	179.00		600.08
3.00.00	<u>CONCRETO SIMPLE</u>						
3.10.00	SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" CEMENTO-HORMIGON	M2	36.00	10.55	379.80		379.80
4.00.00	<u>CONCRETO ARMADO</u>						
4.10.00	<u>ZAPATAS</u>						
4.10.10	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	M3	25.00	219.21	5,480.25		
4.10.20	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA ZAPATAS	KG	1,125.00	2.02	2,272.50	7,752.75	
4.20.00	<u>COLUMNAS YBRAQUETS</u>						
4.20.10	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	8.00	236.95	1,895.60		
4.20.20	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN COLUMNAS	M2	45.00	23.14	1,041.30		
4.20.30	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	KG	1,440.00	1.86	2,678.40	5,615.30	
4.30.00	<u>VIGA DE BORDE PERIMETRICA</u>						
4.30.10	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	34.50	236.95	8,174.78		
4.30.20	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	M2	150.00	27.71	4,156.50		
4.30.30	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	KG	6,210.00	1.86	11,550.60	23,881.88	
4.40.00	<u>TRIDILOSA CON LOSA SUPERIOR E INFERIOR PERIMETRICA</u>						
4.40.10	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	29.48	236.95	6,985.29		
4.40.20	ENCOFRADO SUPERIOR DESMONTABLE	M2	344.00	10.70	3,680.80		
4.40.30	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO INFERIOR H=4.50MT.	M2	344.00	21.53	7,406.32		
4.40.40	SOLDADURA	M2	344.00	3.54	1,217.76		
4.40.50	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA LOSAS	KG	10,852.00	1.75	18,991.00		
4.40.60	PINTURA ANTICORROSIVA EN FIERRO CORRUGADO	M2	344.00	4.82	1,658.08		
4.40.70	RESANE DE CIELORASOS CON CEMENTO-CAL-ARENA	M2	344.00	8.29	2,851.76	42,791.01	80,040.94
	COSTO DIRECTO						81,908.27
	GASTOS GENERALES 7.5%						6,143.12
	UTILIDAD 10%						8,190.83
	SUBTOTAL						96,242.22
	IMPUESTO (IGV) 19%						18,286.02

S10
Empresa no registrada

Página : 2
Fecha : 13/12/05 09:42:15p.m.

Presupuesto

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Cliente S10 S.A. Tarieta 0001 Costo al 27/09/2005
Departamento LIMA Provincia LIMA Distrito LIMA

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
	TOTAL PRESUPUESTO						114,528.24

SON : CIENTO CATORCE MIL QUINIENTOS VEINTIOCHO Y 24/100 NUEVOS SOLES

GASTOS GENERALES			
Item.	Descripción	Valorizado	Parcial
1.00	PERSONAL PROFESIONAL Y AUXILIAR	5160.00	
2.00	PERSONAL TECNICO	360.00	5520.00
3.00	ENSAYOS DE LABORATORIO	250.00	
4.00	GASTOS FINANCIEROS Y SEGUROS	323.12	
5.00	SEÑALIZACION	50.00	623.12
		SI,	6143.12

Descripción	und.	Persona	% Particip.	Tiempo (Mes)	Sueldo	Parcial
Gerente del Proyecto	mes	1	0.2	1.73	4000.00	800.00
Residente Principal	mes	1	1	1.73	2500.00	2500.00
Asistente de Ingenieria Costos	mes	1	1	1.73	1500.00	1500.00
Administrador de Obra	mes	1	0.3	1.73	1200.00	360.00
Secretaria	mes	1	0.3	1.73	800.00	240.00
Planillero	mes	1	0.2	1.73	600.00	120.00
						SI/ 5520.00

S10
Empresa no registrada

Página : 1
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA Fecha 27/09/2005

Partida 1.10.00 MOVILIZACION DE MAQUINARIAS-HERRAMIENTAS PARA LA OBRA
Rendimiento 1.000 GLB/DIA Costo unitario directo por : GLB 873.44

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470023	OPERADOR DE EQUIPO PESADO	HH	1.00	8.0000	4.50	36.00
470104	PEON	HH	1.00	8.0000	4.50	36.00
72.00						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	72.00	1.44
480410	CAMION PLATAFORMA 4x2 122 HP 8 TON.	HM	1.00	8.0000	100.00	800.00
801.44						

Partida 1.20.00 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL
Rendimiento 40.000 GLB/DIA Costo unitario directo por : GLB 14.01

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	0.10	0.0200	5.50	0.11
470104	PEON	HH	2.00	0.4000	4.50	1.80
1.91						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.91	0.10
481351	CAMION BARANDA 3 TON.	HM	2.00	0.4000	30.00	12.00
12.10						

Partida 2.10.00 EXCAVACION PARA ZAPATAS DE 1.40 MT A 1.70 MT DE PROFUNDIDAD
Rendimiento 180.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 3.53

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0044	5.50	0.02
470104	PEON	HH	3.00	0.1333	4.50	0.60
0.62						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.62	0.02
490421	RETROEXCAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.00	0.0444	65.00	2.89
2.91						

S10
Empresa no registrada

Página : 2
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra	0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA						
Fórmula	01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA					Fecha	27/09/2005
Partida	2.20.00		RELLENO CON MATERIAL PROPIO				
Rendimiento	15.000	M3/DIA	Costo unitario directo por : M3				4.95
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra						
470104	PEON		HH	2.00	1.0667	4.50	4.80
							4.80
	Materiales						
390500	AGUA		M3		0.0500	0.90	0.05
							0.05
	Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		2.0000	4.80	0.10
							0.10
Partida	2.30.00		ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE				
Rendimiento	40.000	M3/DIA	Costo unitario directo por : M3				8.95
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra						
470023	OPERADOR DE EQUIPO PESADO		HH	0.10	0.0200	4.50	0.09
470104	PEON		HH	2.00	0.4000	4.50	1.80
							1.89
	Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.89	0.06
481103	VOLQUETE DE 8 M3		HM	1.00	0.2000	35.00	7.00
							7.06
Partida	3.10.00		SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON				
Rendimiento	80.000	M2/DIA	Costo unitario directo por : M2				10.55
Código	Descripción Insumo		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	Mano de Obra						
470022	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		HH	1.00	0.1000	4.30	0.43
470101	CAPATAZ		HH	0.10	0.0100	5.50	0.06
470102	OPERARIO		HH	1.00	0.1000	5.50	0.55
470103	OFICIAL		HH	1.00	0.1000	5.00	0.50
470104	PEON		HH	1.00	0.1000	4.50	0.45
							1.99
	Materiales						
210001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG) ATLAS		BOL		0.2840	17.00	4.83
380000	HORMIGON		M3		0.0940	33.00	3.10
431652	REGLA DE MADERA		P2		0.1000	0.25	0.03
							7.96
	Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	1.99	0.06
491011	MEZCLADORA CONCRETO TROMPO 8 HP 9 P3		HM	1.00	0.1000	5.40	0.54
							0.60

S10
Empresa no registrada

Página : 3
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra	0302001	OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	Fecha	27/09/2005
Fórmula	01	OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA		
Partida	4.10.10	CONCRETO EN ZAPATAS F'c= 210 KG/CM2		
Rendimiento	25.000	M3/DIA	Costo unitario directo por : M3	219.21

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0320	5.50	0.18
470102	OPERARIO	HH	2.00	0.6400	5.50	3.52
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.3200	5.00	1.60
470104	PEON	HH	3.00	0.9600	4.50	4.32
						9.62
Materiales						
010004	ACEITE PARA MOTOR SAE-30	GLN		0.0030	5.21	0.02
050003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.8500	33.90	28.82
050104	ARENA GRUESA	M3		0.4200	21.20	8.90
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.7400	17.00	165.58
340000	GASOLINA 84 OCTANOS	GLN		0.2200	7.20	1.58
390500	AGUA	M3		0.1840	0.90	0.17
						205.07
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	9.62	0.29
490704	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	HM	1.00	0.3200	7.00	2.24
491007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	1.00	0.3200	6.21	1.99
						4.52

Partida	4.10.20	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA ZAPATAS		
Rendimiento	250.000	KG/DIA	Costo unitario directo por : KG	2.02

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	5.50	0.18
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	5.00	0.16
						0.34
Materiales						
020007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0500	1.55	0.08
030100	FIERRO CONSTRUCCION EN FBICA-COSTA PROMED	KG		1.0500	1.40	1.47
320029	FLETE TRANSPORTE LOCAL	KG		1.0500	0.10	0.11
						1.66
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.34	0.01
370300	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND	1.00	0.0040	3.00	0.01
						0.02

S10
Empresa no registrada

Página : 4
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA Fecha 27/09/2005

Partida 4.20.10 CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2
Rendimiento 30.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 236.95

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.2667	5.50	1.47
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.2667	5.00	1.33
470104	PEON	HH	3.00	0.8000	4.50	3.60
470131	CAPATAZ "A"	HH	0.10	0.0267	5.50	0.15
						6.55
Materiales						
210103	CONCRETO PREMZ.PREMIX T.1 fc=210Kg/cm2	M3		1.0000	221.00	221.00
						221.00
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.55	0.20
482205	BOMBA 17 HP D=6"	HM	1.00	0.2667	28.00	7.47
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	1.00	0.2667	6.50	1.73
						9.40

Partida 4.20.20 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN COLUMNAS
Rendimiento 8.000 M2/DIA Costo unitario directo por : M2 23.14

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.07	0.0700	5.50	0.39
470102	OPERARIO	HH	0.67	0.6700	5.50	3.69
470103	OFICIAL	HH	0.50	0.5000	5.00	2.50
						6.58
Materiales						
020008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0.3000	1.50	0.45
020105	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.1700	1.65	0.28
302005	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0600	58.28	3.50
440300	TRIPLAY LUPUNA DE 4'x8'x 10 mm	PLN		0.1400	17.00	2.38
450101	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		4.2400	2.30	9.75
						16.36
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.58	0.20
						0.20

S10
Empresa no registrada

Página : 5
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA Fecha 27/09/2005

Partida 4.20.30 ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS
Rendimiento 250.000 KG/DIA Costo unitario directo por : KG 1.86

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0032	5.50	0.02
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	5.50	0.18
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	5.00	0.16
Materiales						
020007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0600	1.55	0.09
030018	FIERRO CORR. 5/8" SIDERPERU G-60	KG		1.0700	1.30	1.39
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.36	0.01
370300	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND	1.00	0.0040	3.00	0.01
0.02						

Partida 4.30.10 CONCRETO PREMEZCLADO FC=210 KG/CM2
Rendimiento 30.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 236.95

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.2667	5.50	1.47
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.2667	5.00	1.33
470104	PEON	HH	3.00	0.8000	4.50	3.60
470131	CAPATAZ "A"	HH	0.10	0.0267	5.50	0.15
6.55						
Materiales						
210103	CONCRETO PREMZ.PREMIX T.I fc=210Kg/cm2	M3		1.0000	221.00	221.00
221.00						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.55	0.20
482205	BOMBA 17 HP D=6"	HM	1.00	0.2667	28.00	7.47
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	1.00	0.2667	6.50	1.73
9.40						

S10
Empresa no registrada

Página : 6
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra	0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	Fecha	27/09/2005
Fórmula	01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA		
Partida	4.30.20 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS		
Rendimiento	6.900 M2/DIA	Costo unitario directo por : M2	27.71

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.1159	5.50	0.64
470102	OPERARIO	HH	1.00	1.1594	5.50	6.38
470103	OFICIAL	HH	1.00	1.1594	5.00	5.80
						12.82
Materiales						
020008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	KG		0.1000	1.50	0.15
020105	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.3500	1.65	0.58
302005	LACA DESMOLDEADORA	GLN		0.0800	58.28	4.66
440300	TRIPLAY LUPUNA DE 4'x8'x 10 mm	PLN		0.1400	17.00	2.38
450101	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		2.9300	2.30	6.74
						14.51
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	12.82	0.38
						0.38

Partida	4.30.30	ACERO GRADO 60 EN VIGAS				
Rendimiento	250.000	KG/DIA	Costo unitario directo por : KG			1.86
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0032	5.50	0.02
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0320	5.50	0.18
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0320	5.00	0.16
						0.36
Materiales						
020007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0600	1.55	0.09
030018	FIERRO CORR. 5/8" SIDERPERU G-60	KG		1.0700	1.30	1.39
						1.48
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.36	0.01
370300	CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND	1.00	0.0040	3.00	0.01
						0.02

S10
Empresa no registrada

Página : 7
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA Fecha 27/09/2005

Partida 4.40.10 CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2
Rendimiento 30.000 M3/DIA Costo unitario directo por : M3 236.95

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.2667	5.50	1.47
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.2667	5.00	1.33
470104	PEON	HH	3.00	0.8000	4.50	3.60
470131	CAPATAZ "A"	HH	0.10	0.0267	5.50	0.15
6.55						
Materiales						
210103	CONCRETO PREMZ.PREMIX T.I fc=210Kg/cm2	M3		1.0000	221.00	221.00
221.00						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	6.55	0.20
482205	BOMBA 17 HP D=6"	HM	1.00	0.2667	28.00	7.47
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	1.00	0.2667	6.50	1.73
9.40						

Partida 4.40.20 ENCOFRADO SUPERIOR DESMONTABLE
Rendimiento 30.000 M2/DIA Costo unitario directo por : M2 10.70

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	0.10	0.0267	5.50	0.15
470104	PEON	HH	2.00	0.5333	4.50	2.40
2.55						
Materiales						
531003	PETROLEO	GLN		0.1000	6.50	0.65
560200	PLANCHA ACERO 1.3mm x0.50m x 0.50m	PLN		0.7500	10.00	7.50
8.15						

Partida 4.40.30 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO INFERIOR H=4.50MT.
Rendimiento 13.500 M2/DIA Costo unitario directo por : M2 21.53

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0593	5.50	0.33
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.5926	5.50	3.26
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.5926	5.00	2.96
470104	PEON	HH	1.00	0.5926	4.50	2.67
9.22						
Materiales						
020105	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		0.1100	1.65	0.18
450101	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	P2		5.1500	2.30	11.85
12.03						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	9.22	0.28
0.28						

S10
Empresa no registrada

Página : 8
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA Fecha 27/09/2005

Partida 4.40.40 SOLDADURA
Rendimiento 16.000 M2/DIA Costo unitario directo por : M2 3.54

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470029	SOLDADOR	HH	1.00	0.5000	5.00	2.50
Materiales						
295093	SOLDADURA SUPERCITO 5/32	KG		0.1000	10.15	1.02
Equipos						
480709	SOLDADORA ELECT.MONOF.ALT/CONT. 350 AMP.	DIA	0.10	0.0063	3.00	0.02
0.02						

Partida 4.40.50 ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA LOSAS
Rendimiento 350.000 KG/DIA Costo unitario directo por : KG 1.75

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0023	5.50	0.01
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.0229	5.50	0.13
470103	OFICIAL	HH	1.00	0.0229	5.00	0.11
0.25						
Materiales						
020007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	KG		0.0600	1.55	0.09
029702	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	KG		1.0700	1.30	1.39
1.48						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	0.25	0.01
370300	CIZALLA P/BIERRO CONST. HASTA 1"	UND	1.00	0.0029	3.00	0.01
0.02						

Partida 4.40.60 PINTURA ANTICORROSIVA EN FIERRO CORRUGADO
Rendimiento 24.000 M2/DIA Costo unitario directo por : M2 4.82

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470102	OPERARIO	HH	1.00	0.3333	5.50	1.83
1.83						
Materiales						
530320	DISOLVENTE EPOXICO	GLN		0.0100	75.00	0.75
540623	PINTURA ANTICORROSIVA EPOX-USO NAVAL	GLN		0.0500	44.52	2.23
2.98						
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.5000	1.83	0.01
0.01						

S10
Empresa no registrada

Página : 9
Fecha : 13/12/05 09:44:19p.m.

Análisis de precios unitarios

Obra	0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA	Fecha	27/09/2005
Fórmula	01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA		
Partida	4.40.70	RESANE DE CIELORASOS CON CEMENTO-CAL-ARENA	
Rendimiento	15.000 M2/DIA	Costo unitario directo por : M2	8.29

Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
Mano de Obra						
470101	CAPATAZ	HH	0.10	0.0533	5.50	0.29
470104	PEON	HH	2.00	1.0667	4.50	4.80
						5.09
Materiales						
040000	ARENA FINA	M3		0.0150	18.36	0.28
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		0.0550	17.00	0.94
300101	CAL HIDRATADA DE 30 Kg	BOL		0.0730	25.00	1.83
						3.05
Equipos						
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	5.09	0.15
						0.15

CAPITULO 9

PROGRAMACIÓN DE OBRA

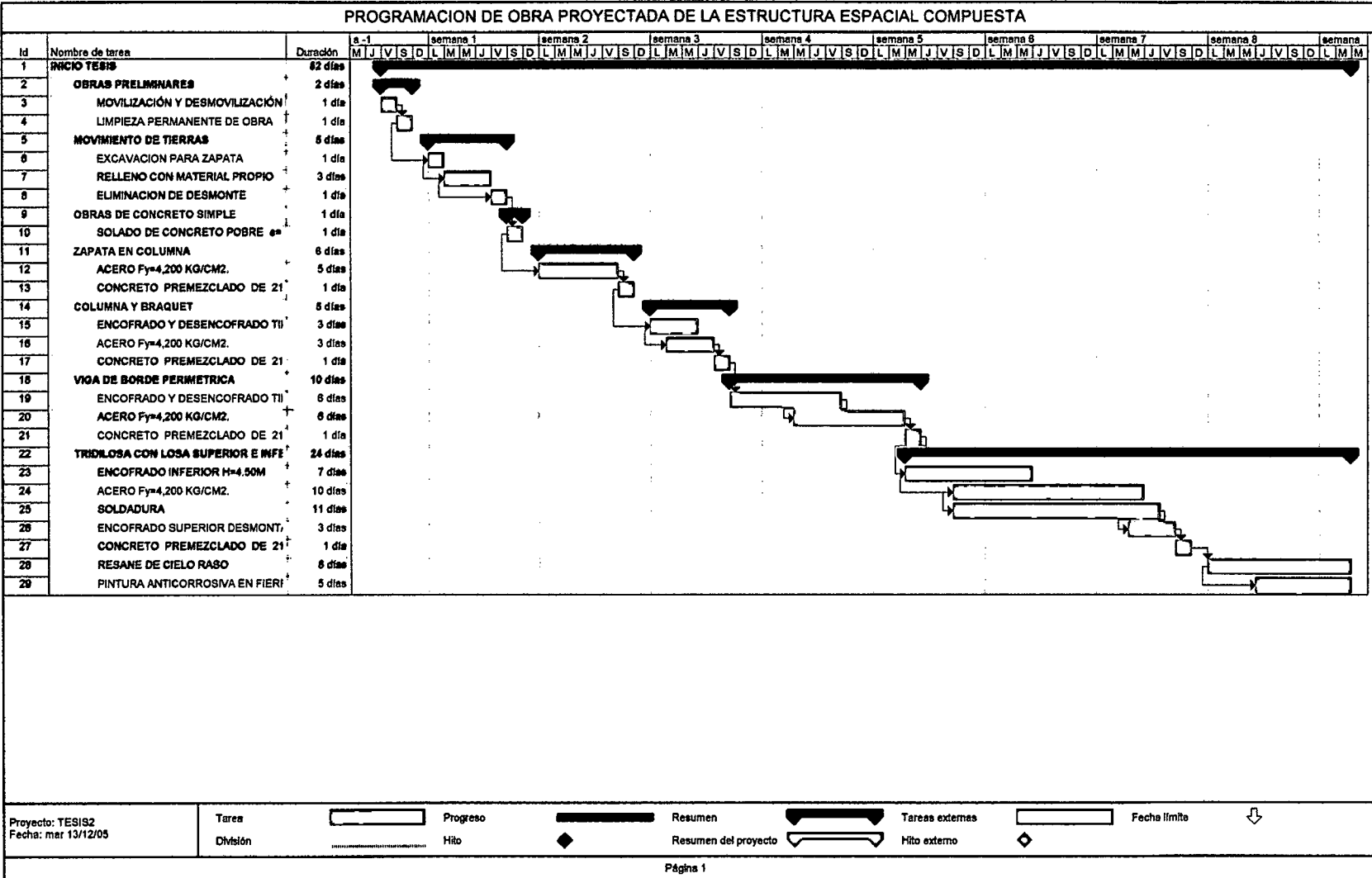
S10
Empresa no registrada

Página : 1
Fecha : 13/12/05 09:56:06p.m.

Tiempos para programación

Obra 0302001 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA
Fórmula 01 OBRA TEXTIL SAN RAMON CON ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

Item	Descripción partida	Unidad	Metrado	Rendimiento (Ru)	Tiempo unitario (Tu=Metrado/Ru)	Factor multiplicid. (f)	Duración (D=Tu/f)
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES						
1.10.00	MOVILIZACION DE MAQUINARIAS-HERRAMIENTAS PARA LA OBRA	GLB	1.00	1.000	1.00	1.00	1
1.20.00	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	GLB	1.00	40.000	0.03	1.00	1
2.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS						
2.10.00	EXCAVACION PARA ZAPATAS DE 1.40 MT A 1.70 MT DE PROFUNDIDAD	M3	66.00	180.000	0.37	3.00	1
2.20.00	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	M3	38.00	15.000	2.53	1.00	3
2.30.00	ELIMINACION MATERIAL EXCEDENTE	M3	20.00	40.000	0.50	1.00	1
3.00.00	CONCRETO SIMPLE						
3.10.00	SOLADO PARA ZAPATAS DE 2" MEZCLA 1:12 CEMENTO-HORMIGON	M2	36.00	80.000	0.45	1.00	1
4.00.00	CONCRETO ARMADO						
4.10.00	ZAPATAS						
4.10.10	CONCRETO EN ZAPATAS F'C= 210 KG/CM2	M3	25.00	25.000	1.00	1.00	1
4.10.20	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA ZAPATAS	KG	1,125.00	250.000	4.50	1.00	5
4.20.00	COLUMNAS YBRAQUETS						
4.20.10	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	8.00	30.000	0.27	1.00	1
4.20.20	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN COLUMNAS	M2	45.00	8.000	5.63	2.00	3
4.20.30	ACERO GRADO 60 EN COLUMNAS	KG	1,440.00	250.000	5.76	2.00	3
4.30.00	VIGA DE BORDE PERIMETRICA						
4.30.10	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	34.50	30.000	1.15	2.00	1
4.30.20	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA EN VIGAS	M2	150.00	6.900	21.74	4.00	6
4.30.30	ACERO GRADO 60 EN VIGAS	KG	6,210.00	250.000	24.84	4.00	7
4.40.00	TRIDILOSA CON LOSA SUPERIOR E INFERIOR PERIMETRICA						
4.40.10	CONCRETO PREMEZCLADO F'C=210 KG/CM2	M3	29.48	30.000	0.98	1.00	1
4.40.20	ENCOFRADO SUPERIOR DESMONTABLE	M2	344.00	30.000	11.47	4.00	3
4.40.30	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO INFERIOR H=4.50MT.	M2	344.00	13.500	25.48	4.00	7
4.40.40	SOLDADURA	M2	344.00	16.000	21.50	2.00	11
4.40.50	ACERO ESTRUCTURAL TRABAJADO PARA LOSAS	KG	10,852.00	350.000	31.01	3.00	11
4.40.60	PINTURA ANTICORROSIVA EN FIERRO CORRUGADO	M2	344.00	24.000	14.33	3.00	5
4.40.70	RESANE DE CIELORASOS CON CEMENTO-CAL-ARENA	M2	344.00	15.000	22.93	3.00	8



"CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS ESPACIALES COMPUESTAS DE GRANDES LUCES" ACUACHE HUARACHA, LIZBETH L.

CAPITULO 10

COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE GRANDES LUCES

COMPARACIÓN DE SISTEMAS DE GRANDES LUCES

Durante los últimos años, el concreto armado ha sido uno de los materiales más confiables a nivel mundial. Este material fruto de la combinación entre concreto y acero ha sido por excelencia el material líder en la construcción en el Perú.

En la búsqueda de mejorar la respuesta del concreto ante esfuerzos de tracción y en el afán de encontrar procedimientos que combinen acero y concreto de alta resistencia con el propósito de obtener ventajas económicas en la construcción presentamos algunos de los sistemas que cubren grandes luces como son:

Sistemas con Viguetas Pretensadas y Bovedillas de poliestireno.

Sistema con Losa Colaborante y Vigas Espaciales

Sistemas con Estructuras Espacial Compuestas de grandes luces con franjas espaciales y elementos prefabricados.

10.1 Sistemas con Viguetas Pretensadas y Bovedillas de poliestireno

Con el sistema de viguetas pretensadas se busca reemplazar un sistema de losa aligerada convencional, pudiendo cubrir paños más grandes con menor peralte, dada las ventajas que ofrece el pretensado.

El espaciamiento entre viguetas de eje a eje es de 50cm. las viguetas se colocan simplemente apoyadas sobre las vigas reemplazando el acero corrido y una porción de concreto que iría en una vigueta convencional.

Los bloques ya sean de arcilla o poliestireno se apoyan sobre las viguetas, por lo tanto no se requiere mayores encofrados. Solo se requieren soleras que van cada 2mt. aproximadamente y puntales cada 1.5mt.

10.1.1 Descripción

El sistema de viguetas esta conformada por:

Viguetas:

Concreto de alta resistencia.

Acero de probada calidad de alto límite de rotura.

Bloques:

De arcilla.

De poliestireno expandido.

Capa de Compresión:

5cm de espesor.

Características de una Losa aligerada con viguetas pretensadas

Hlosa	Peso de losa	Volumen de Concreto	Long. Max. De
cm.	kg/cm ²	m ³ /m ²	Vigueta(m)
17	245	0.06	6
20	280	0.07	7
25	335	0.09	8

PERALTES Y ESPACIAMIENTOS DE LOSA RECOMENDADOS PARA LOS ENTREPISOS
SEGÚN LAS LONGITUDES A EJES DE LOS PAÑOS

Losa	17@60cm	20@60cm	25@60cm	17@50cm	20@50cm	25@50cm	30@50cm
LMAX. a ejes(m)	4.8	5.5	6.8	5.5	6	7.5	8.4

10.1.2 Ventajas con Viguetas Pretensadas vs Losa Convencional

Elimina el uso de encofrado.

Se reduce el consumo de concreto por m² entre un 10 y 25.

Dada la separación entre puntales se tiene un área mas limpia y aprovechable.

Se reduce el tiempo de ejecución de la obra entre un 15 y 45%.

Reduce la cantidad de fierro a usar en obra (se elimina la colocación de acero corrido).

Puede eliminarse vigas de costura cuando las luces son menores de 6.50m, debido a que los desplazamientos relativos entre viguetas pretensadas son insignificantes.

Se permite lograr un acabado caravista que puede ser usado en sótanos, viviendas económicas, etc.

Llega a cubrir paños más grandes con menos espesor de losa y por tanto podemos llegar a obtener ventajas adicionales.

10.1.3 Elementos que Conforman este Sistema

Viguetas pretensadas (que reemplazan el acero corrido)

Poliestireno y/o bovedillas de arcilla y sus accesorios:

Media bovedilla

Bandejas sanitarias

Bandeja para viga costura o ensanches

Cajas eléctricas

Acero (solo para los negativos y malla de temperatura)

Instalaciones Eléctricas y Sanitarias

Losa de concreto de 5 cm.

10.1.4 Materiales en Viguetas Pretensadas

Las viguetas pretensadas cumplen con los requerimientos de la Norma Peruana de Estructuras capítulo 18 Concreto Pre esforzado y con el código de Concreto y Estructura ACI318-02. Tiene la aprobación del Ministerio de Viviendas y Construcción y Saneamiento según Resolución Ministerial No 002-2003.

Constituidas por los siguientes materiales:

Cemento:

Cemento Pórtland Sol Tipo I

Arenas Gruesa:

La arena gruesa proviene de la cantera La Gloria. Esta arena cumple con las especificaciones de la norma ASTM C-33 Estándar Specification for Concrete Aggregates.

Confitillo:

El agregado grueso utilizado corresponde al confitillo (huso No 8) de la norma ASTM C-33 Estándar Specification for Concrete Aggregates.

Acero Pretensado:

Cables de 3x3mm

Acero de baja relajación

Cumplen con la Norma ASTM 416 y UNE-36-096

Alambres de 3mm y 4mm

Acero de baja relajación

Tridentados

Cumplen con la Norma ASTM 421 y UNE-36-095

Bovedillas De Arcilla:

Los ladrillos de arcilla cumplen con los requisitos especificados en la Norma Técnica Peruana Itintec 331.040 para techos y entrepisos aligerados.

Se admitirá una tolerancia de $\pm 2\%$ de las dimensiones nominales. Los ladrillos ensayados a la flexo tracción según la Norma Técnica ITINTEC 331.018 deberán cumplir con los valores siguientes:

Resistencia Mínima por ladrillo = 2.00 daN/cm^2

Características:

Altura de Losa (cm)	Altura de Bovedilla	Largo(cm)	Apoyos(cm)	Ancho(cm)	Peso Máximo (Kg)
<u>17@60</u>	12	49	1.74	20	8.5
<u>17@50</u>	12	39	1.74	25	8.5
<u>20@50</u>	15	39	1.74	25	9.5
<u>20@60</u>	15	49	1.74	20	9.5
<u>25@50</u>	20	39	1.74	25	12.5
<u>25@60</u>	20	49	1.74	20	12.5
<u>30@50</u>	25	39	1.74	25	13.1

Losa de Concreto de 5cm.

Resistencia del Concreto

<u>Longitud de vigueta</u>	<u>f_{cmín}</u>
L<=4.50m en sistema de muros portantes	175kg/cm ²
L>4.50m	210kg/cm ²

ESPECIFICACIONES

Agregado Grueso:

pedra No 67, No58 ó No57

Slump de diseño Máx: 3 a 4pulg.

10.1.4 APLICACIÓN EN ALMACEN TEXTIL SAN RAMON DE ESTRUCTURA CON VIGUETA PRETENSADA

Área 16x21.5m²

El Almacén Textil San Ramón, tiene un área de 344m².

El análisis se hizo con 4 vigas de 16mt. a cada 7.167mt, que son las vigas madres que van a soportar los pretensados.

Para la luz de 7.167 utilizamos losa con doble vigueta pretensada de peralte 30cm a cada 60cm.

Tenemos dos opciones para utilizar las bovedillas, una la de arcilla y la otra de poliestireno, Debido a la sobrecarga (500 kg/m²) y para disminuir el peso utilizamos la de poliestireno cuya altura de bovedilla es de 25cm.

El volumen de concreto para esta losa es de 0.09m³/m².

Considerando un análisis de costos unitarios tenemos:

Casco Estructural:	\$49.99
Viguetas Pretensadas c/ bovedilla de poliestireno	\$ 30.19
Total	\$ 80.18 por M2.

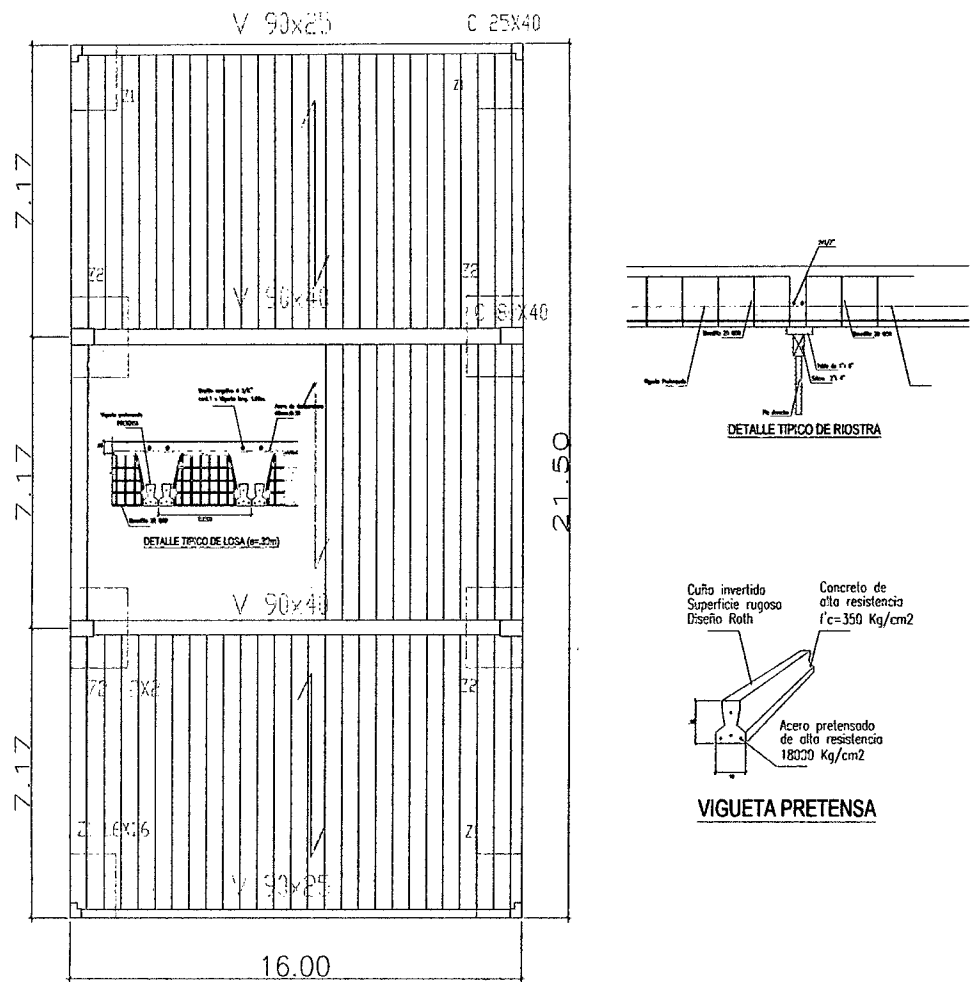


Fig.10.1 Pórtico estructurado con viguetas Pretensadas y poliestireno

RENDIMIENTO DE OBRA CASCO ESTRUCTURAL CON PRETENSADO

	ESTRUCTURA	UND.	METRADO	REND/Dia	No Dias	No. Cuadr.
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES					
	TRAZO Y REPLANTEO DE ÁREA A					
1.00.02	CONSTRUIR	M2	344.00	500.00	1	1
2.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
2.00.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA ZAPATAS RELLENO DE TERRENO CON MATERIAL PROPIO	M3	43.20	2.50	18	2
2.00.02		M3	28.90	7.00	4	1
2.00.03	ELIMINACION DE DESMONTE	M3	18.60	40.00	1	1
	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
3.00.00	SOLADO					
	SOLADO DE CONCRETO POBRE e=0.10M C:H, 1:12	M2	21.60	80.00	1	1
	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4.00.00	ZAPATAS					
	CONCRETO PARA ZAPATA CICLÓPEO 1:6+30%P.G.	M3	12.90	25.00	1	1
4.00.02	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	387.07	250.00	2	1
5.00.00	COLUMNA					
5.00.01	CONCRETO DE 210 KG/CM2. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M3	10.08	20.00	1	1
5.00.02		M2	86.40	6.00	18	2
5.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	2116.80	250.00	9	1
6.00.00	VIGA DE BORDE PERIMÉTRICA					
6.00.01	CONCRETO DE 210 KG/CM2. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M3	32.37	25.00	2	2
6.00.02		M2	213.26	6.00	36	4
6.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	6797.70	250.00	27	4
7.00.00	LOSA PRETENSADA					
7.00.01	VIGUETAS PRETENSADAS	ML	559.26	230.00	3	1
7.00.02	BOVEDILLAS DE ARCILLA	UND	546.00	1,000.00	1	1
7.00.03	ACERO	KG	1248.72	250.00	5	1
7.00.04	VACIADO DE LOSA 5CM	M3	41.62	30.00	2	2

Tesis de Grado: "Construcción de Estructuras Espaciales Compuestas de Grandes Luces"

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.

Facultad de Ingeniería Civil

PRESUPUESTO

PROPIETARIO : KOKI SIMONS

HECHO: L.A.H

ATENCIÓN : UNI

PRESUPUESTO CASCO ESTRUCTURAL CON VIGUETAS PRETENSADASÁREA DE 21.5*16= 344.0M²

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	P.UNITARIO	P.PARCIAL	TOTAL
	EL PRESENTE PRESUPUESTO ES POR LA CONSTRUCCION DEL CASCO ESTRUCTURAL PARA ALMACEN TEXTIL LAS ESPECIFICACIONES SON LAS SIGUIENTES:					
	ESTRUCTURA					
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.00.01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	GBL	1.00	150.00	150.00	
1.00.02	TRAZO Y REPLANTEO DE ÁREA A CONSTRUIR	M2	344.00	0.30	103.20	
1.00.03	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRA	GBL	1.00	130.00	130.00	383.20
2.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
2.00.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA ZAPATAS	M3	43.20	4.50	194.40	
2.00.02	RELLENO DE TERRENO CON MATERIAL PROPIO	M3	28.90	3.00	86.69	
2.00.03	ELIMINACION DE DESMONTE	M3	18.60	4.00	74.38	355.47
	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
3.00.00	SOLADO					
3.00.01	SOLADO DE CONCRETO POBRE e=0.10M C:H, 1:12	M2	21.60	4.00	86.40	86.40
	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4.00.00	ZAPATAS					
4.00.01	CONCRETO PARA ZAPATA CICLÓPEO 1:6+30%P.G.	M3	12.90	40.00	516.10	
4.00.02	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	387.07	0.60	232.24	748.34
5.00.00	COLUMNA					
5.00.01	CONCRETO PREMEZCLADO DE 210 KG/CM2.	M3	12.96	70.00	907.20	
5.00.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M2	86.40	8.00	691.20	
5.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	2,332.80	0.60	1,399.68	2,998.08
6.00.00	VIGA DE BORDE PERIMÉTRICA					
6.00.01	CONCRETO PREMEZCLADO DE 210 KG/CM2.	M3	32.37	70.00	2,265.90	
6.00.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M2	213.26	7.00	1,492.79	
6.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	6,797.70	0.70	4,758.39	8,517.08
7.00.00	LOSA PRETENSADA					
7.00.01	VIGUETAS PRETENSADAS	ML	559.26	5.80	3,243.71	
7.00.02	BOVEDILLAS DE POLIESTIRENO 25X100X44	UND	546.00	4.40	2,402.40	
7.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	1,248.72	0.70	874.10	
7.00.04	CONCRETO EN LOSA	M3	41.62	70.00	2,913.68	
7.00.05	RESANE CON YESO	M2	316.84	3.00	950.52	10,384.41
				COSTO DIRECTO :		23,472.98
				GASTOS GENERALES 7.5%		1,760.47
				UTILIDAD 10% :		2,347.30
				TOTAL		\$27,580.75

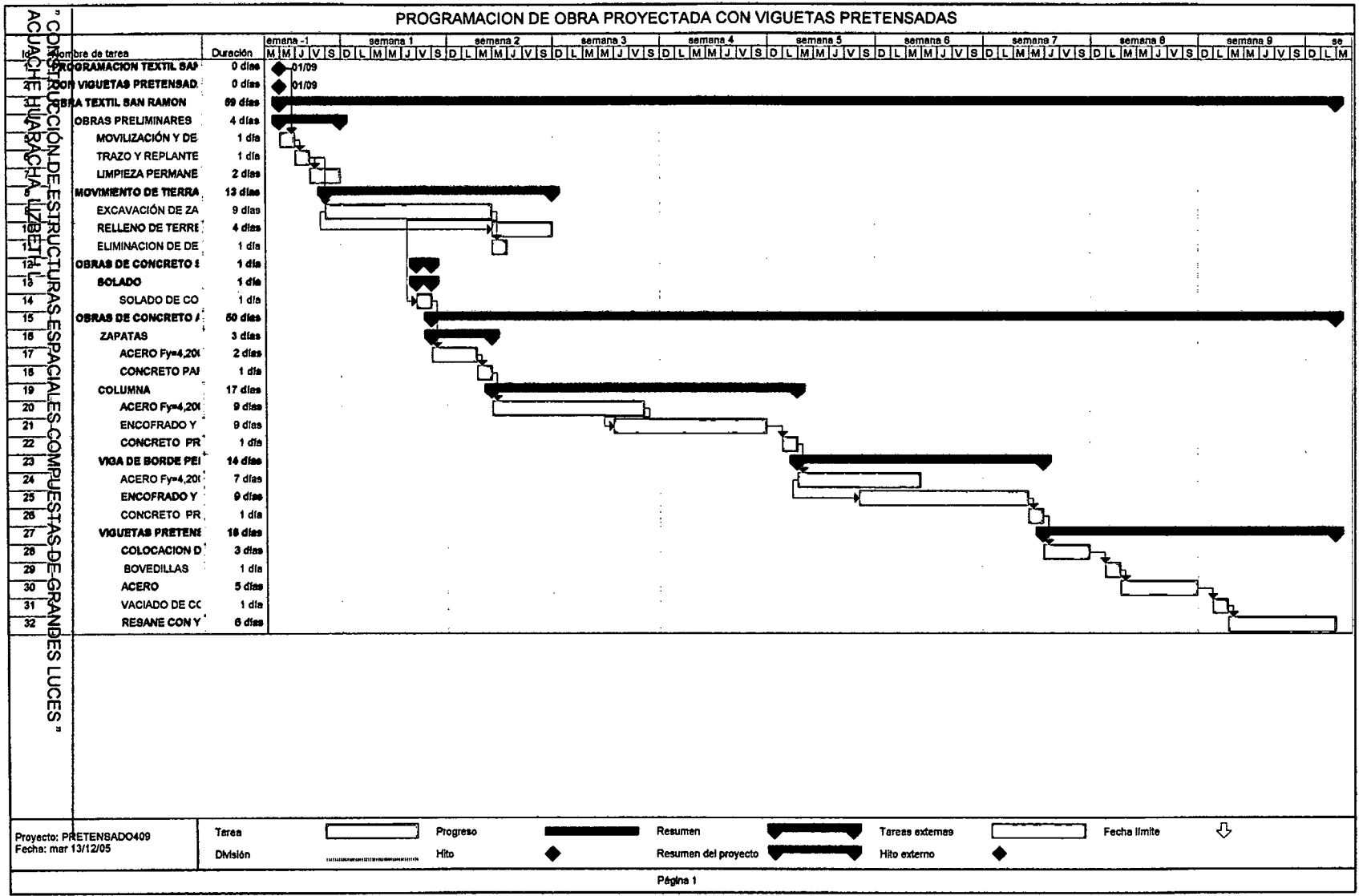
NOTA :

ÁREA TOTAL.....344.00 M²

PRECIO POR M2..... \$80.18

ESTE PRESUPUESTO NO INCLUYE EL IGV

SURCO, 3 DE SETIEMBRE DEL 2,005



10.2 SISTEMA CON LOSA COLABORANTE

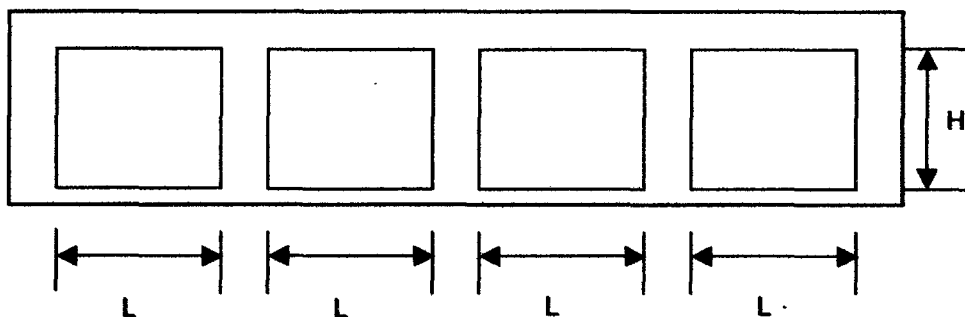
10.2.1 Descripción

Este sistema permite reemplazar las losas aligeradas, las viguetas pretensadas y otros cubriendo una mayor luz con un menor peso y costo. Sirve de base de apoyo para el vaciado de la losa de concreto la plancha de Acero resistirá la totalidad de los esfuerzos producidos por el peso del concreto y estas serán transmitidas a la franja.

La lamina de acero Deck aporta como refuerzo de acero para resistir flexiones positivas producidas en la losa, actuando como una sección compuesta con la losa y la franja. Consiste en unas planchas de acero dobladas al frío sometidas aun proceso de galvanizado como recubrimiento de protección.

Se utilizó un modelo de losa de cuatro paños de iguales luces libres, con posibilidad de variar sus dimensiones y las sobrecargas aplicadas

ESQUEMA



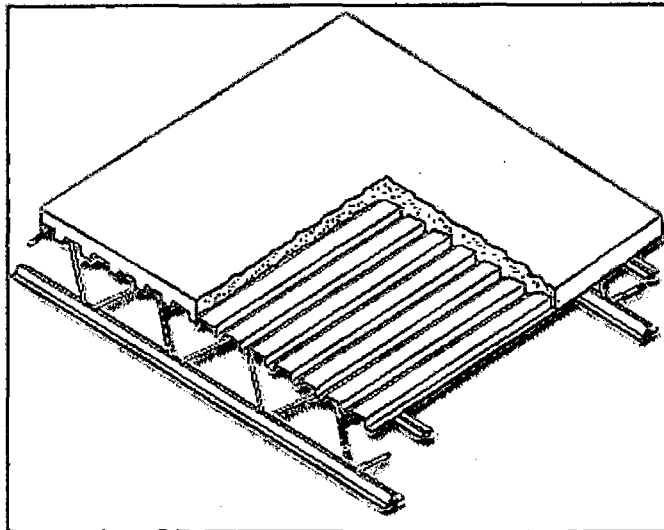


Fig.10.2 Vista Isométrico de la losa Colaborante

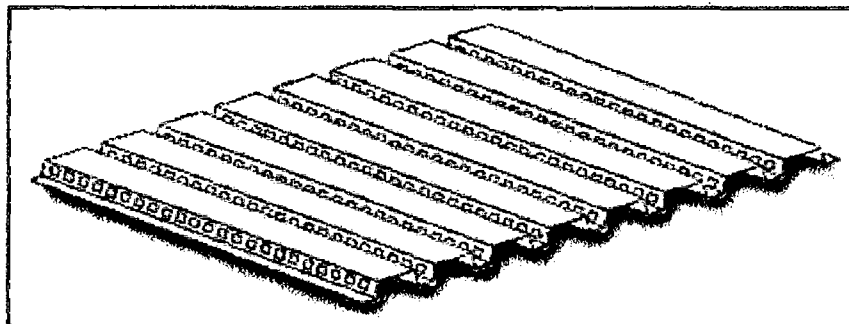


Fig.10.3 Plancha Metálica de la Losa

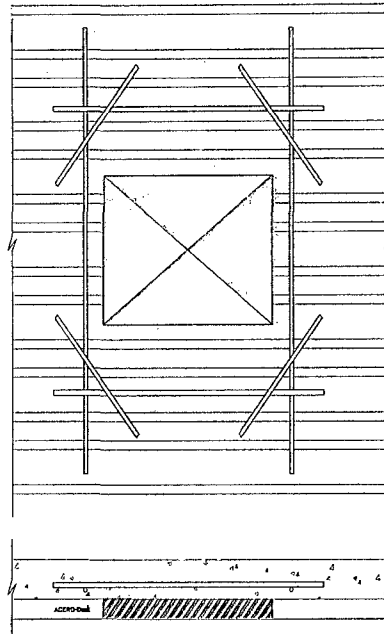


Fig. 10.4 Plano de planta

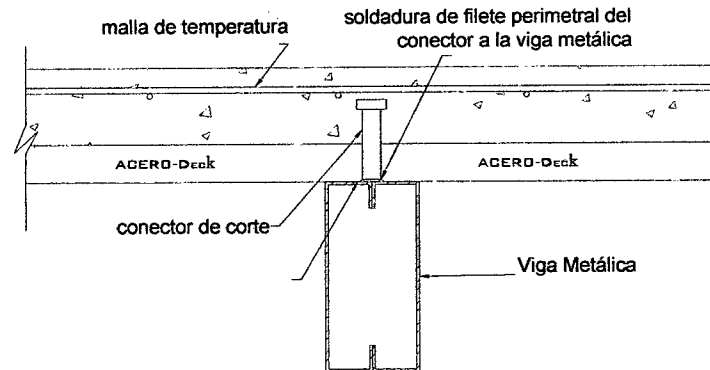


Fig.10.5 Sección de Corte

10.2.2 Ventajas con el sistema de Losa Colaborante

Como encofrados evitan el uso de encofrados de entrepiso para efectos de vaciado de la losa así como para montaje.

Acero como refuerzo para momentos positivos trabajando monolíticamente con el concreto, trabaja como acero de refuerzo positivo.

Aligerados, gracias a su perfil el conjunto monolítico acero –concreto logra aligerar las cargas de la estructura.

Fácil manejo al ser livianas las planchas.

Estética, las planchas de acero Deck brindan una visión agradable, segura y uniforme.

Hecho a medida de acuerdo a los diseños de cada obra, las planchas de acero Deck son cortadas ala medida, garantizando una optima eficiencia para su colocación.

Fácil transporte, al ser livianas y uniformes son fácilmente apilables para ser

ESPECIFICACIONES

Para todo los casos se consideró concreto de $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acabados: tarrajeo 1:5 y pintura látex para la losa aligerada y pintura anticorrosiva blanca para la losa Acero-Deck.
transportadas.

10.2.3 Elementos que la conforman.

Plancha de Acero Galvanizado.- El acero utilizado en la placa colaborante consiste en planchas de acero dobladas al frío, sometida a un proceso de galvanizado como recubrimiento de protección.

Concreto de Losa .- El espesor de la losa considerado desde la parte superior del fondo del valle de la plancha deberá ser no menor a 9 cm. (mínimo recomendado 10cm)

Conectores de Corte.- Existen distintas formas de sujeción para anclar la lámina al marco de la estructura, entre ellas tenemos los tornillos auto perforantes, sujetadores disparados por pistolas neumáticas o eléctricas, sistemas de fijación a pólvora, sistema de pega epóxicos.

Soldadura.- En general no se recomienda un proceso de soldadura como sujeción para espesores de plancha menores al calibre 22, en el caso de utilizarlo se recomienda utilizar puntos de 5/8" de diámetro nominal en los nervios exteriores e interiores hasta conseguir un espaciamiento máximo de 30cm.

10.2.4 APLICACIÓN EN ALMACEN TEXTIL SAN RAMON DE ESTRUCTURA CON LOSA COLABORANTE

Área 16x21.5m²

Con el presente sistema se propondrá otra alternativa de solución para un área de 344 m² para una misma luz de 16 mt. con 4 paños de 5.33 mt.

Esta diseñado con zapatas de 1.20x1.20mt para las columnas de esquina y las columnas intermedias tienen zapatas de 1.50x1.50mt.

La luz entre vigas de apoyo de la losa colaborante es de 2.00mt. y son vigas tipo W8x18 (8pulg. de peralte y 18lb. de peso).

Las vigas peraltadas de luz 16mt son de 0.90x0.40mt.

Cada plancha tiene un ancho total de 903 cm y un ancho útil de 900cm.

El tipo de perfil AD-730-22 cuenta con las características para el diseño, con una altura de losa de 14cm.y una sobrecarga admisible de 500 kg/m².

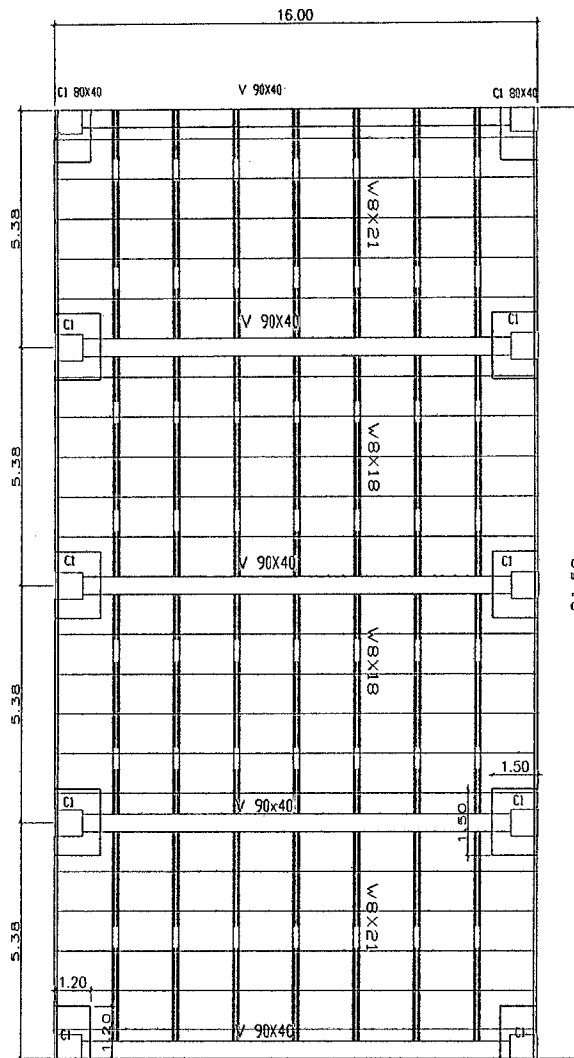


Fig.10.6 Pórtico estructurado para Losa Colaborante.

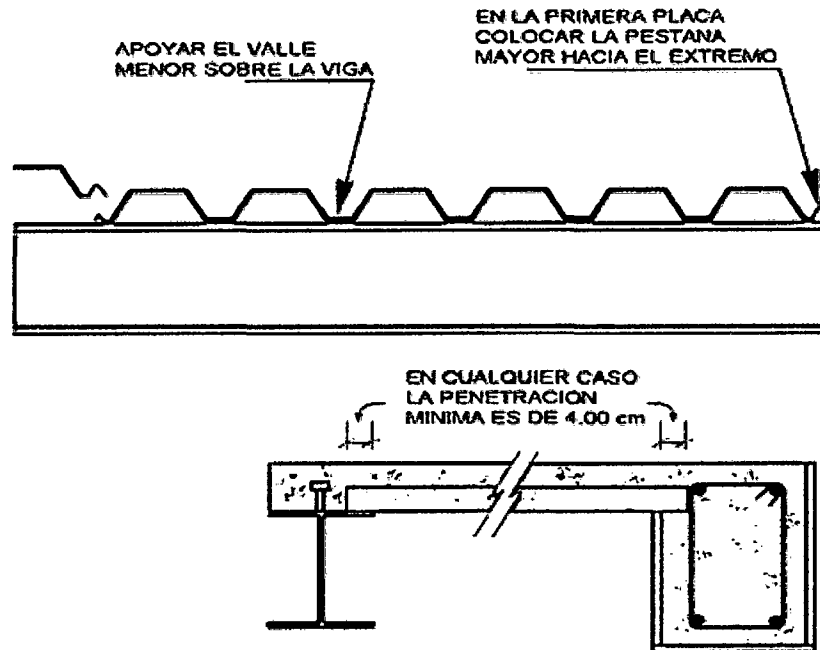


Fig. 10.7 Colocación o unión de la placa Colaborante con la viga

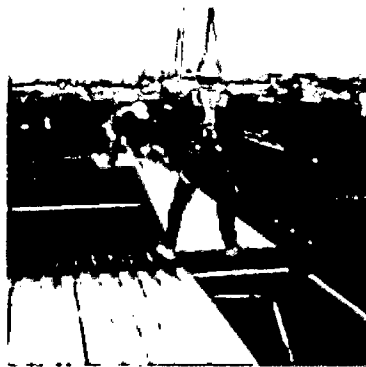


Fig.10.8 Instalación del acero Deck



Fig. 10.9 Losa colaborante terminada

RENDIMIENTO DE OBRA CASCO ESTRUCTURAL CON LOSA COLABORANTE

	ESTRUCTURA	UND.	METRADO	REND/Dia	No Dias	No. Cuadr.
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.00.02	TRAZO Y REPLANTEO DE ÁREA A CONSTRUIR	M2	344.00	500.00	1	1
2.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
2.00.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA ZAPATAS RELLENO DE TERRENO CON MATERIAL PROPIO	M3	17.44	2.50	7	1
2.00.02	ELIMINACION DE DESMONTE	M3	12.42	7.00	4	2
2.00.03		M3	6.53	40.00	1	1
3.00.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
3.00.00	SOLADO					
3.00.01	SOLADO DE CONCRETO POBRE e=0.10M C:H, 1:12	M2	19.26	80.00	1	1
4.00.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4.00.00	ZAPATAS					
4.00.01	CONCRETO PARA ZAPATA CICLÓPEO 1:6+30%P.G.	M3	11.56	25.00	1	1
4.00.02	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	346.68	250.00	2	2
5.00.00	COLUMNA					
5.00.01	CONCRETO DE 210 KG/CM2. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M3	10.08	25.00	1	1
5.00.02		M2	88.00	6.00	15	2
5.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	1814.40	250.00	8	1
6.00.00	VIGA DE BORDE PERIMÉTRICA					
6.00.01	CONCRETO DE 210 KG/CM2. ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M3	33.96	30.00	2	2
6.00.02		M2	258.50	6.00	43	3
6.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	6112.80	250.00	25	3
6.00.04	VIGA METALICA W 8X21	UND	28.00	7.00	4	1
7.00.00	PLACA COLABORANTE					
7.00.01	PLACA COLABORANTE AD-730-22	M2	344.00	50.00	7	1
7.00.02	APUNTALAMIENTO TEMPORAL, SUJECION	ML	150.50	30.00	5	1
7.00.03	ACERO FY=4200kg/cm2	KG	1073.28	250.00	4	2
7.00.04	VACIADO DE LOSA	M3	35.78	30.00	2	2
7.00.04	PINTURA ANTICORROSIVA	M2	344.00	30.00	12	2

Este sistema nos permite el ahorro de encofrado ya que los bloques de poliestireno se colocan sobre las viguetas, sólo se necesita soleras que van a cada 2mt. aproximadamente, y puntales a cada 1.5mt.

La placa colaborante se fija por unos pernos a la viga luego se coloca la malla, y se vacía.

Estas planchas sirven a su vez como acero de refuerzo de los momentos positivos en losas de concreto de entrepisos.

También requiere un apuntalamiento temporal antes de desencofrar por completo.

Los costos obtenidos son:

Casco Estructural:	\$63.52
Losa Acero Deck	\$27.55
Total	\$91.07 por M2

Tesis de Grado: "Construcción de Estructuras Espaciales Compuestas de Grandes Luces "

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.

Facultad de Ingeniería Civil

PRESUPUESTO

PROPIETARIO : KOKI SIMONS

HECHO: L.A.H

ATENCIÓN : UNI

PRESUPUESTO CASCO ESTRUCTURAL PARA LOSA COLABORANTE ÁREA DE 21.5*16= 344.0M²

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	METRADO	P.UNITARIO	P.PARCIAL	TOTAL
	EL PRESENTE PRESUPUESTO ES POR LA CONSTRUCCION DEL CASCO ESTRUCTURAL PARA ALMACEN TEXTIL LAS ESPECIFICACIONES SON LAS SIGUIENTES:					
	ESTRUCTURA					
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES					
1.00.01	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	GBL	1.00	130.00	130.00	
1.00.02	TRAZO Y REPLANTEO DE ÁREA A CONSTRUIR	M2	344.00	0.30	103.20	
1.00.03	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRA	GBL	1.00	150.00	150.00	383.20
2.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRA					
2.00.01	EXCAVACIÓN DE ZANJA PARA ZAPATAS	M3	17.64	4.50	79.38	
2.00.02	RELLENO DE TERRENO CON MATERIAL PROPIO	M3	12.42	3.00	37.26	
2.00.03	ELIMINACION DE DESMONTE	M3	6.53	4.00	26.10	142.74
	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					
3.00.00	SOLADO					
3.00.01	SOLADO DE CONCRETO POBRE e=0.10M C:H, 1:12	M2	19.26	4.00	77.04	77.04
	OBRAS DE CONCRETO ARMADO					
4.00.00	ZAPATAS					
4.00.01	CONCRETO PARA ZAPATA CICLÓPEO 1:6+30%P.G.	M3	11.56	40.00	462.24	
7.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	346.68	0.70	242.68	704.92
5.00.00	COLUMNA					
5.00.01	CONCRETO PREMEZCLADO DE 210 KG/CM2.	M3	10.08	70.60	711.65	
5.00.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M2	88.00	8.00	704.00	
5.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	1,814.40	0.70	1,270.08	2,685.73
6.00.00	VIGA DE BORDE PERIMÉTRICA					
6.00.01	CONCRETO PREMEZCLADO DE 210 KG/CM2.	M3	33.96	70.60	2,397.58	
6.00.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO TIPO CARAVISTA	M2	258.50	7.00	1,809.50	
6.00.03	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	6,112.80	0.70	4,278.96	
6.00.04	VIGA METALICA W 8X21 L=5.33MT	UND	28.00	168.00	4,704.00	13,190.04
7.00.00	LOSA COLABORANTE					
7.00.01	PLACA COLABORANTE AD-730 -22	M2	344.00	15.44	5,311.36	
7.00.02	ACERO Fy=4,200 KG/CM2.	KG	1,073.28	0.70	751.30	
7.00.03	CONCRETO PARALOSA DE 210KG/CM2	M3	35.78	70.60	2,525.79	
7.00.04	APUNTALAMIENTO TEMPORAL	ML	150.50	0.65	97.83	
7.00.05	PINTURA ANTICORROSIVA	M2	344.00	2.30	791.20	9,477.48
COSTO DIRECTO :						26,661.15
GASTOS GENERALES 7.5%						1,999.59
UTILIDAD 10%						2,666.12
TOTAL						\$31,326.85

NOTA :

ÁREA TOTAL..... 344.00 M²

PRECIO POR M2..... \$91.07

ESTE PRESUPUESTO NO INCLUYE EL IGTV

SURCO, 4 DE SETIEMBRE DEL 2,005



10.3 SISTEMA CON EEC.

10.3.1 Descripción

El uso del sistema constructivo EEC aplicado con estructuras de concreto armado nos permite tener ventajas de uso y costos frente a los sistemas tradicionales reduciendo el tiempo, peso de la ejecución de obra, limpieza y seguridad.

Se ha elaborado una tabla comparativa de costos, luces y peraltes para el sistema constructivo con EEC. (ver Tabla 10.1)

No se consideran los costos por la reducción de tiempo y el menor peso de la obra, obtenidos con la utilización de este sistema, ya que estos cálculos estarán en función al tipo y tamaño del proyecto en particular.

La Estructura Espacial Compuesta (EEC), permite una mayor luz y sobrecarga.

Para cada luz la tridilosa tiene un porcentaje de reducción en peso (ver Tabla 10.3)

Con el sistema tradicional se ubican pórticos secundarios que aumentan el peso de la losa.

(ver Tabla 10.2)

El concreto a utilizar es de $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Los costos unitarios utilizados son de empresas y revistas especializadas.

El diseño de la losa con EEC. para un área de $16 \times 21.5 \text{ mt.}$ esta valorizada en **\$99.38.**

El peso propio estimado de las vigas perimetrales y de la EEM			
Luz libre L(MT)	10	15	20
Peralte de la EEM (cm)	40	60	70
Peso Propio (TON)	45.3	72.2	96.3

Tabla. 10.1 Cuadro de Pesos, peralte y luces con EEC.

Peso Propio en función de la luz de un Sistema Tradicional.			
Luz libre L(MT)	10	15	20
Viga Principal	30x65	35x90	40x110
Viga Secundaria	30x40	30x40	30x40
Peso Propio (TON)	94.9	158.2	237.1

Tabla 10.2 Cuadro de pesos de la Estructura Tradicional.

De este modo el % de reducción del peso propio del techo es:

Luz libre L(MT)	10	15	20
%Reducción EEM (cm)	52	54	59

Tabla 10.3 Cuadro de Reducción de Pesos para cada Luz.

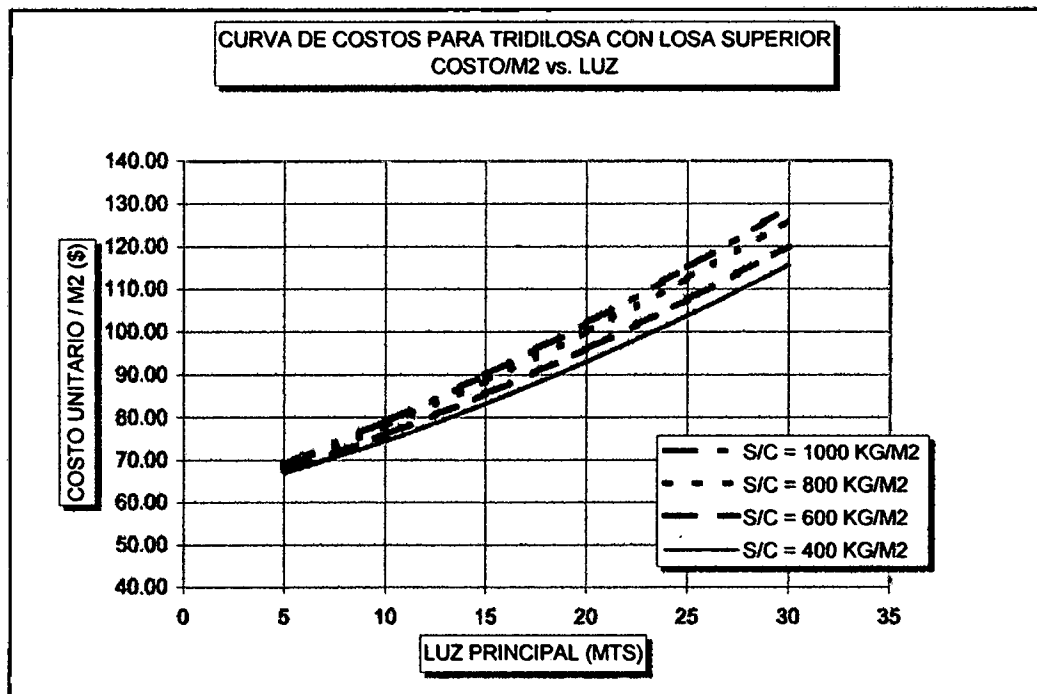


Tabla 10.4 Curva de Costos para tridilosa con una losa.

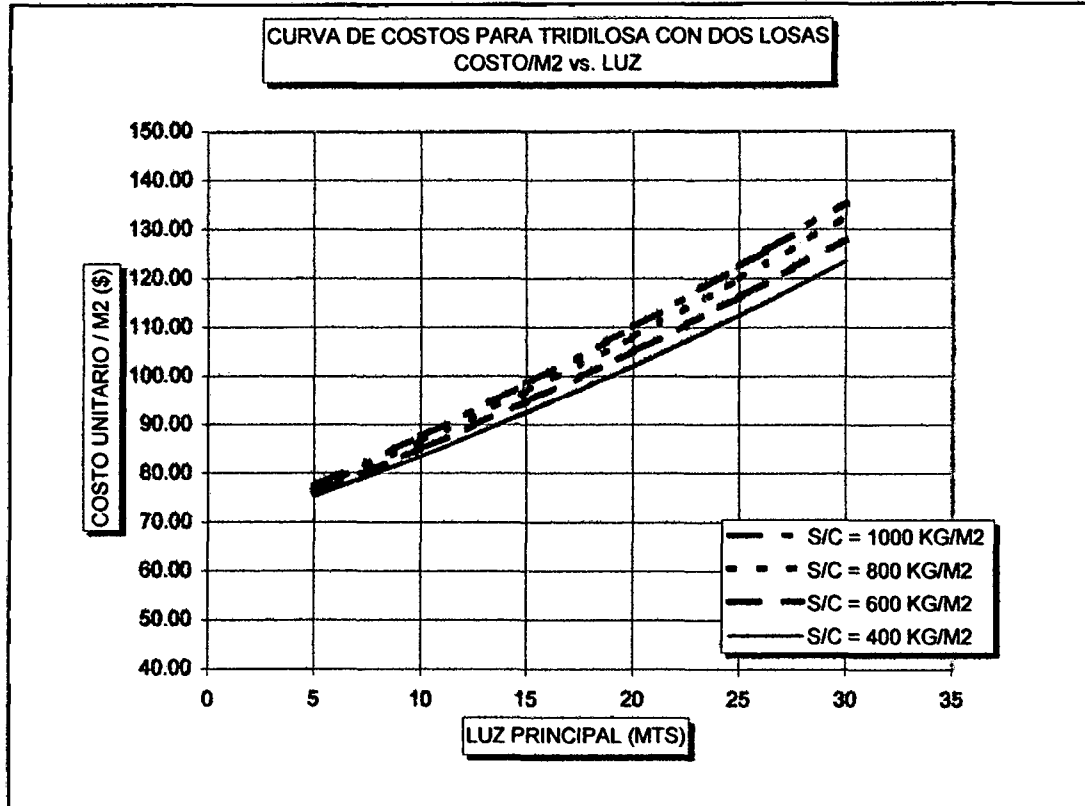


Tabla 10.5 Curva de Costos para tridilosa con dos losas.

10.4 COMPARACIÓN ENTRE LOS SISTEMAS EEC, LOSAS ALIGERADAS CON VIGUETAS PRETENSADAS Y LOSA COLABORANTE.

	PESO LOSA (TON)	PESO LOSA KG/M2	PRECIO ESTRUCTURAL TOTAL \$/M2	PRECIO LOSA \$/M2	PROG. (DIAS)	S/C KG/M2	LUZ LIBRE (MT)
EEC	82.56	240	99.38	37.69	52	700	16
VIGUETAS PRETENSADAS	120.4	350	80.18	30.19	59	500	16
L.COLABORAN TE	94.26	250	91.07	27.55	54	500	16
L. MACIZA	172.34	501	89.81	40.00	61	500	6

Se comparo los sistemas para una misma luz de 16mt. excepto con la losa maciza.

Por Pesos: La vigueta pretensada y la losa maciza tienen un peso propio superior a la Estructura Espacial Compuesta y a la Losa Colaborante.

Por Carga: La sobrecarga admisible en la Estructura Espacial Compuesta es superior al Sistema Pretensado

El tiempo de ejecución varía de acuerdo al número de cuadrillas que utilizemos para cada tarea, al tratarse de estructuras no convencionales, éstas se optimizan con su prefabricación de losa.

10.5 VENTAJAS DE LA EEC. CON OTROS SISTEMAS (ACERO DECK Y VIGUETAS PRETENSADAS)

Aspecto Técnico.

Esta técnica ofrece la utilidad practica de obtener estructuras más eficientes que las de hormigón armado y las de acero, pues en aquellas un 50% del hormigón se encuentra agrietado no cumpliendo ninguna labor portante; y en las de acero el pandeo por compresión, limita la esbeltez de la sección. En la EEM sin embargo, el hormigón solo se encuentra ubicado en zonas de compresión por lo que desaparece este hormigón agrietado; al mismo tiempo su gran Inercia incrementa su rigidez, así como evita su pandeo y abolladura.

Proporciona además un incremento de la sección sin un sensible incremento del peso muerto de la misma.

Disminuye el peso muerto en el conjunto de la obra hasta en un 60%, merma que es función de diversos parámetros.

Amplias posibilidades arquitectónicas al no requerir vigas peraltadas y pilares intermedios, rompiendo la modulación tradicional de pórticos planos y aligerado, pudiéndose ubicar pilares de forma libre en planta con una iluminación flexible a través de la losa.

Permite pasar por el interior de la EEM las instalaciones eléctricas, sanitarias o de aire acondicionado sin necesidad del empleo de cielo rasos.

Posibilidad de pre-fabricación en planta, si el volumen de la obra lo requiere.

Simplificación en la construcción, requiere menos encofrado que una losa maciza.

Mejor valor de la reventa, pues se adapta cómodamente a cualquier modificación de los locales, debido al menor número de columnas y/o posibilidad de

cambiar las instalaciones eléctricas, sanitarias o de aire acondicionado con suma facilidad.

Reducción del plazo de construcción y de los trabajos a realizar a pie de obra.

Menores cargas financieras, debido a la rapidez en la construcción.

Aspecto Arquitectónico

Este sistema ofrece amplias posibilidades arquitectónicas al no requerir vigas peraltadas y columnas intermedias contrastando notablemente con la modulación tradicional de pórticos planos y techos aligerados.

Aspecto Eléctrico, Sanitarios y Otros

El sistema permite que por el interior pasen las instalaciones eléctricas, sanitarias o aire acondicionado sin necesidad del empleo de cielorrasos por lo que la estructura resulta ser significativamente más económica y además simplifica la construcción.

Aspecto Estructural

La Estructura Espacial Compuesta (E.E.C.) es una estructura autoportante, los elementos que la conforman trabajan solamente a esfuerzos de tracción, compresión y cortante. La E.E.C. consiste básicamente en un armazón metálico formado por dos mallas de acero una superior y otra inferior las cuales están unidas por diagonales que forman pirámides de base cuadrada, una o dos losas de concreto una en la malla superior (piso) y otra en la inferior (cielorraso).

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES:

► La industrialización es un hecho y una necesidad, por el continuo aumento de la demanda, crecimiento poblacional, incremento de costos de la construcción convencional, lentitud de los procesos convencionales entre otros.

► En el caso de EEC. que es un sistema semi-prefabricado se apoya sobre sistema de columnas arriostrado por una viga de borde y el nudo es confinado por un capitel con los cuales se consiguen mayores ductilidades que permite un buen comportamiento sísmico de la estructura, así como un ahorro del peso de la estructura.

► En las estructuras prefabricadas, es necesario un buen estudio de las uniones y para el caso del Perú, por estar situado en una zona con sismicidad alta obliga a diseñar estructuras dúctiles y con uniones que garanticen un adecuado hiperestatismo, esto es, que posean el mayor número de redundantes hiperestáticas, para asegurar una menor carga actuando sobre los elementos, y además para tener una última opción resistente en caso de sismo.

► Con el sistema tradicional se ubican pórticos secundarios que aumentan el peso de la losa.

► En el caso de la unión de la EEC con las columnas es mediante elementos como braquets y/o capiteles que permite un buen comportamiento sísmico de la estructura.

▷ En zonas sísmicas, teóricamente las juntas de unidades prefabricadas, deberán ser hechas de tal forma que la estructura completa tenga la misma naturaleza monolítica que un concreto hecho "In Situ"

▷ Las conexiones, apoyos, rigidez y ductilidad entre los miembros de la estructura deben ser balanceadas de tal manera que no exista un punto débil en la estructura, sino varias zonas de igual resistencia.

▷ La estructura Espacial Compuesta es un sistema autoportante y los elementos solamente trabajan a tracción, compresión y cortante, los materiales como el acero absorbe las tracciones y el concreto las compresiones y las diagonales alternativamente la tracción y la compresión.

▷ A menor masa menor fuerza de inercia. El uso de elementos innecesarios deberá ser evitado y cualquier masa empleada en edificios deberá tener una función sismorresistente.

▷ La estructura Espacial Compuesta permite obtener estructuras más eficientes a las de hormigón armado y las de acero, disminuye el peso muerto de la obra hasta en un 60%, para cada luz la tridilosa tiene un porcentaje de reducción en peso.

▷ La E.E.C debido al peralte que tiene, posee una gran inercia sin incremento del peso muerto, permite grandes luces y sobrecargas, facilita el reforzamiento posterior para mayores sobrecargas.

▷ La Estructura Espacial Compuesta de la Obra Textil San Ramón tiene un tiempo de ejecución de 52 días, la variación es mínima comparando con el pretensado y la losa colaborante, debido a que estos son sistemas no convencionales.

- ▶ Los sistemas de Losa Colaborante y Viguetas Pretensadas nos limita la sobrecarga de 500kg/cm², con la EEC se tiene una capacidad hasta 700 kg/cm².
- ▶ La EEC. al no requerir columnas intermedias rompe la modulación tradicional con una iluminación flexible a través de la losa.
- ▶ Se requiere para este tipo de losa operarios especializados en el sistema, técnicos soldadores con experiencia certificada que tengan un rendimiento óptimo y así elevar la rapidez de los procesos.

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES:

Las barras a soldar deberán estar exentas de cualquier tipo de suciedad: grasas, aceites, pinturas, etc. que en caso de existir deben ser eliminados antes de iniciar la soldadura.

La costra del óxido que se forma sobre los productos siderúrgicos laminados en caliente es electropositiva respecto al fierro por lo que se debe eliminar antes de proteger el metal.

Existen diferentes alternativas para el pintado; en algunos casos es recomendable el empleo de pinturas con base epóxica, o en zonas más propensas a la corrosión la OXI-STOP.

Para evitar la filtración de agua en la estructura a través de la losa superior damos a ésta una contraflecha que varía según las luces de 0.5%L a 1%L.

Al momento de soldar se debe controlar la temperatura que no supere los 150°C, para lo cual utilizaremos termómetros de contacto o lápices termocolor, situándolos a una distancia de 25cm. del centro de la junta.

Se recomienda alinear las barras corrugadas al momento de soldar.

Sanear el cordón por el anverso de la junta y depositar de forma alternativa los sucesivos cordones por ambas caras.

La excesiva inclinación del electrodo o excesiva rapidez crea deficiencias en la soldadura.

BIBLIOGRAFÍA

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Miguel Bozzo Ch., Luis Bozzo Rotondo (1981). **"Estructura Espacial Compuesta"** Facultad de Teología, Lima.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo (1986). **"Análisis de Losas Planas empleando elementos finitos isoparamétricos mixtos de 3 a 8 nudos"**, tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Eduardo Torroja Miret, (1999). **"Las Estructuras de Eduardo Torroja"**, de la edición de 1958, F.W. Dodge Coporation, New York.
- José A. Fernández Ordóñez y José R. Navarro Vera, (1999). **"Eduardo Tooroja Miret, ingeniero, engineer"**, Ediciones Pronaos S.A. Madrid – España.
- Comisión de Prefabricación (FIP-1996). **"Estructuras de Edificación Prefabricadas"**, Edita ATEP Madrid-España.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo, Barbat, A.H. (2002 2da edición). **"Diseño Sismorresistente de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas"**. Editorial Reverté, Barcelona–España.
- Jose R. Gonzales de Cangas y Avelino Samartin Quiroga, (1999) **"Calculo de Estructuras"** Primera edición, Madrid – España.
- Curt Siegel (1966). **"Formas Estructurales en la Arquitectura Moderna"**, Compañía Editorial Continental, S.A.
- J. Margarit y C. Buxadé (1972). **"Las mallas espaciales en arquitectura"**, Editorial Gustavo Gili, S.A.

- **"Uniform Building Code 1997"** Vol. 2. Building Official, Estados Unidos
- Luis Miguel Bozzo Rotondo (1993). **Qualitative Reasoning about Structural Behavior for Seismic Design**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, monografía IS-1, Barcelona.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo (1994). **Análisis, diseño y optimización de placas empleando elementos finitos mixtos**, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, monografía 24, Barcelona.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo y Barbat, A.H. (1995a). **"Nonlinear response of structures with sliding base isolation"**, Journal of Structural Control, 2(2), 59-77.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo y Barbat, A.H. (1995b). **Técnicas avanzadas de diseño sísmorresistente**, CAPECO, Lima, Perú.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo, Barbat, A.H. y Torre, Li. (1998). **"Application of qualitative reasoning in engineering"**, Applied Artificial Intelligence; An International Journal, 12(1), 29-48.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo y Cahís, X. y Torres, Li. (1998). **"A shear type energy dissipator for the protection of masonry infil walls"**, Proceedings of the sixth U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle.
- Luis Miguel Bozzó Rotondo y Fenves, G. (1992). **Qualitative Reasoning about Structural Behavior for Conceptual Design**, SEMM-92/26, University of California, Berkeley.
- Luis Miguel Bozzo Rotondo y Foti, D. y Lopez - Almansa, F. (1996). **"Design criteria for earthquake resistant buildings with energy dissipators"**, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

- Luis Miguel Bozzo Rotondo, Mahin, S.A. y Zayas, V.A. (1990). ***“Design of friction base isolation systems”***, 4th US National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California.

ANEXOS

ANEXO 1

*COPIA DE UNA SOLICITUD INDICANDO SE HAGA LA PRUEBA DE CARGA PARA
LAS AULAS MASIVAS DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA – PERU*

Lima, 11 e Julio de 1973

Señor Ingeniero

Carlos Pérez Bardales

Jefe del Laboratorio de

Ensayos de Materiales

Presente:

De mi consideración:

Habiendo terminado la UNI (Universidad Nacional de Ingeniería - Perú), la construcción del 1er Piso de 4 Aulas para 250 alumnos cada una, cuyo techado fue ejecutado por el Ingeniero Miguel Bozzo, según contrato de fecha 27 de Noviembre de 1972; solicito a Ud. mediante el laboraatorio que dirige, proceda a efectuar las pruebas de carga estática y dinámica en el techo de las Aulas, procedimiento considerado en la cláusula 19° del contrato.

Sin otro particular, me es grato saludarlo atentamente,

Arqto. Alfonso Mendizabal Raig.

Directos de Equipamiento Universitario

Lima, 11 de Julio de 1973

Pase al Ing. Wilfredo Valdivia para que solicite al Proyectista las cargas de diseño, los planos, etc, y coordine la prueba solicitada por la Dirección de Equipamiento.

Ing. Carlos Pérez Bardales

JEFE DE LA UNIDAD 1 DE LABORATORIOS

COPIA DE LOS RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Av. Tupac Amaru s/n- Apartado 1301-Teléfono 81-1070

UNI-Lima-Perú

INFORME

Del : *Laboratorio de Ensayo de Materiales*
Unidad 1 de Laboratorios

A : *ARQ. ALFONSO MENDIZABAL, Director de Equipamiento*
Universitario

Asunto : *Prueba de Carga estática vertical en techo de estructuras*
espacial compuesto (primer piso)

Proyecto 73.819-C

Fecha: 27 de Agosto de 1973

1.-DESCRIPCION DE LA PRUEBA

La prueba de carga estática vertical, se realizó sobre la zona de la estructura del techo del primer piso, según se indica en el plano adjunto.

La carga se aplicó mediante bolsas de cemento, utilizándose 16 bolsas de cemento por metro cuadrado.

Las deflexiones se medieron con micrómetros de carátula de 0.01 mm de precisión, según se muestra en el plano adjunto del área cargada de la estructura.

2.- CARGAS IMPUESTAS

Las cargas aplicadas en la prueba de carga fueron de acuerdo con lo especificado por el peticionario.

- Carga Muerta I - Existente por las graderías
- Carga de Prueba II - 16 bolsas de cemento/m² x 42.5 Kg = 680 kg/m²

3. RESULTADOS

CARGAS	Deformó metros mm						
	1	2	3	4	5	6	7
Carga (I)							
Deflexiones Iniciales	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carga (I+II)							
Deflexiones	0.78	2.40	2.25	3.10	2.47	2.73	1.08
Carga (I)							
Deflexiones remanentes	0.11	0.30	0.49	0.02	0.43	0.53	0.38
Recuperación %	86	87	78	99	83	81	65

FISURACION

No se observó fisuración visible en el área de la estructura bajo la prueba de carga.

ING. CAROS PEREZ BARDALES

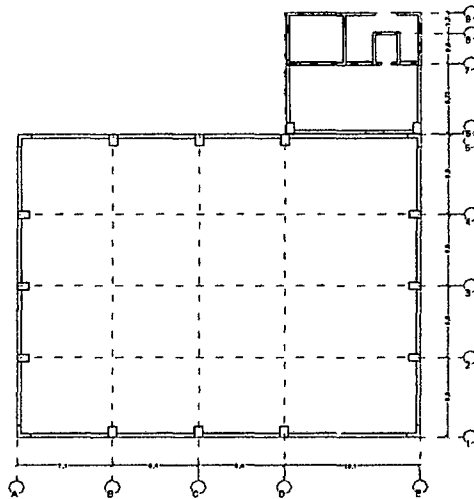
Jefe de la Unidad de Laboratorio.

ANEXO 2

ANÁLISIS DE ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA

Procedimientos de análisis para la E.E.C.

Ya en el año de 1951 el *Dr. Hermann Berr*¹ presentó un procedimiento detallado de diseño para las vigas mixtas; posteriormente encontramos algunos procedimientos para casos particulares como el presentado por el *Dr. Heberto Castillo*² para analizar sistemas estructurales en los cuales la E. E. C. forma pórticos con las columnas o los procedimientos para diseño y análisis de *Estructuras de Barras*, tanto en régimen lineal como no lineal, presentados por los *Drs. Julio Martínez Calzón* y *Jesús Ortiz Herrera*³. Es en el análisis de *Estructuras Espaciales Compuestas* donde existe un vacío en la literatura, el cual nos llevó a la búsqueda de procedimiento más precisos y generales.



- 1.- Ver en la revista Argentina "Ciencia y Técnica" edición Mayo 1951, el trabajo presentado por H. Beer "La acción conjunta de la viga metálica y la losa de hormigón".
- 2.- Ver el libro "Nueva teoría de estructuras" por H. Castillo, 1975 (Editorial La Ingeniería S. A. México).
- 3.- Consultar "Construcción mixta, hormigón - acero" por Julio Martínez Calzón y Jesús Ortiz Herrera (Editorial Rueda, 1978 Madrid).

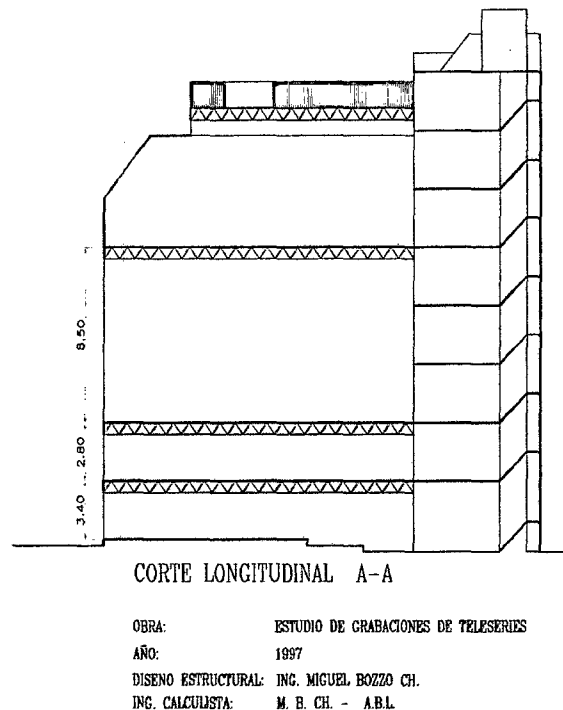


Fig. 5.3. - Planta los 2 últimos pisos del Canal 4 – Elevación del Proyecto con E.E.C.

5.2.1.2 Método de los Elementos Finitos

Este es el método de análisis estructural más efectivo con que cuenta el ingeniero en la actualidad. En el presente caso, este método nos permite idealizar la estructura espacial compuesta, como la superposición de un reticulado espacial metálico y una o dos losas de concreto trabajando a esfuerzos de membrana.

De este modo, la matriz de rigidez de la estructura la obtenemos como la superposición adecuada de la matriz de rigidez de elementos de membrana y de elementos de reticulado. El sistema así idealizado permite estudiar, lo más racionalmente posible, el comportamiento real de la estructura.

Con este método es posible analizar una estructura espacial compuesta de forma variada, no existiendo restricción ni en las condiciones de apoyo, ni de borde. Dado el gran número de sistemas de ecuaciones que se plantean en el proceso de análisis, la utilización de programas de computación electrónica es indispensable.

Predimensionamiento de la losa compuesta

Dentro de las estructuras espaciales existen diversas aplicaciones tales como para coberturas, pisos, placas, láminas, etc. cuya configuración geométrica formado por mallas de fierro corrugado en capa superior e inferior unidos por diagonales formando figuras tipo pirámide de base cuadrada (EEC) ó formando figuras octogonales (bi-celosía), existen diversas formas dependiendo de las acciones a que están sometidas. En el presente proyecto se ha adoptado una losa espacial compuesta, para el predimensionamiento de la losa se usa diversos método basado en las luces de apoyos

$$h = \frac{l}{35} , \quad h = \frac{25}{35} , \quad h = 0.70 \text{ m.}$$

Predimensionamiento de vigas

Para predimensionar las vigas perimetrales y/o centrales en función a la carga se considera un ancho de influencia similar a losas macizas, tomando líneas con un ángulo de 45° con inicio en el nudo.

Para efectuar el predimensionamiento en función a las luces tomaran en cuenta las siguientes relaciones.

L/12 vigas principales y L/15 vigas secundarias.

En algunos casos se adopta el espesor de la EEC como peralte de vigas

Predimensionamiento de columnas

El predimensionamiento de columnas como elementos resistentes de la estructura espacial compuesta tienen mucha importancia debido a las condiciones de borde en la losa los cuales transmiten las cargas, si se consideran columnas con cabezales o capiteles la estructura espacial encarecerá su costo a diferencia de ubicar mas columnas en el perímetro de la losa, con los cuales también se estará mejorando las condiciones de borde hasta aproximarse a una condición empotrada y reducir el costo de la EEC.

Análisis Sísmico Estático según RNC 1977

Determinación de la fuerza sísmica horizontal

La fuerza horizontal o cortante total en la base debida a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

$$H = \frac{Z * U * S * C * P}{R_d}$$

A) Determinación del peso (P) de la estructura

Área de piso : 25x30 m² = 750 m²

Perímetro del diafragma : (30+25)2 = 110 ml

Área de vigas : 110 * 0.30 = 33 m²

Peso Total de la Estructura

Entrepiso	Pmuerto	C.Viva	Viga	Columna	Total Piso
4	22.50	5.63	21.12	17.28	66.53
3	542.00	56.25	59.40	184.32	841.97
2	668.00	187.50	59.40	65.66	980.56
1	505.00	56.25	59.40	109.44	730.09
TOT.					2619.15
P=					

B) Determinación de los factores sísmicos.- Norma Sísmica de 1977:

$$H = \frac{Z * U * S * C * P}{Rd} \quad (a)$$

Z = Factor de zona = 1

U = Factor de uso = 1

S = Factor de suelo = 1

Rd = Factor de ductilidad = 4

C = Coeficiente sísmico: $C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1}$ (b)

T = 0.08N N = Número de pisos = 4 ; pero siendo H=16m/3 =5 ;

N=5

T = 0.08*5 = 0.40 ; reemplazando valores en ec. (b)

$C = \frac{0.8}{\frac{0.40}{0.30} + 1} = 0.34$ sustituyendo valores en ecuación (a)

$H = \frac{1 * 1 * 1 * 0.34 * P}{4} = 0.085P$; H = 0.085*2619.15 = 223 Ton

Distribución de la fuerza basal en la altura

Según la expresión planteada en el RNC (Perú).

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{i=1}^4 P_i h_i} fH$$

NIVEL	Pi (TN)	Hi (m)	Pi hi	f	H (TN)	Fi (TN)	V acumul.(TN)
4	66.53	21.10	1403.68	1.00	223.00	11.70	11.70
3	841.97	17.10	14397.69	1.00	223.00	119.98	131.68
2	980.56	7.90	7746.46	1.00	223.00	64.55	196.23
1	730.09	4.40	3212.40	1.00	223.00	26.77	223.00
		□□	26760.22				

5.2.2.3 Distribucion de la fuerza de sismo por columna y piso

SISMO EN DIRECCION X

NIVEL	FUERZA (H)	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
4	11.70					1.20
3	119.98	4.70	7.30	12.00		
2	64.55	2.30	3.70	6.00	1.60	
1	26.77	1.00	1.60	2.60	0.70	

SISMO EN DIRECCION Y

NIVEL	FUERZA (H)	COL 1	COL 2	COL 3	COL 4	COL 5
4	11.70					1.20
3	119.98	9.30	3.70	10.60		
2	64.55	4.70	1.80	5.50	1.40	
1	26.77	2.00	0.80	2.40	0.60	

Análisis dinámicos de la EEC.

Modos de vibración

El análisis de los modos mediante programa computacional para edificaciones ETABS señalan que el primer modo corresponde a una vibración torsional, el segundo modo corresponde a una vibración en la dirección *y-y* y el tercer modo en la dirección *x-x*.

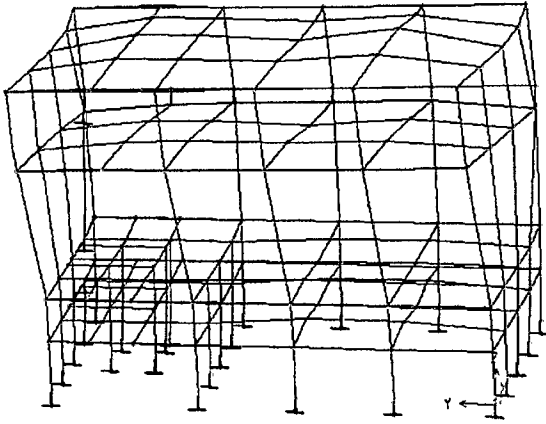
Se obtuvieron los siguientes resultados:

ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA							
MODOS	PERIODO	X		Y		Z	
	NATURA	TRANSLACION		TRANSLACION		ROTACIONAL	
	L	%-		%-		%-	
	S	MASA	<%-SUM>	%-MASA	<%-SUM>	MASA	<%-SUM>
MODO 1	1.26637	0.54	< 0.5>	21.51	< 21.5>	39.49	< 39.5>
MODO 2	1.23711	0.47	< 1.0>	37.31	< 58.8>	21.28	< 60.8>
MODO 3	1.17909	59.50	< 60.5>	0.01	< 58.8>	1.01	< 61.8>
MODO 4	0.29403	0.06	< 60.6>	1.19	< 60.0>	24.71	< 86.5>
MODO 5	0.28636	0.01	< 60.6>	25.15	< 85.2>	1.70	< 88.2>
MODO 6	0.25934	24.92	< 85.5>	0.00	< 85.2>	0.05	< 88.2>
MODO 7	0.20346	0.00	< 85.5>	6.09	< 91.3>	3.06	< 91.3>
MODO 8	0.19758	0.00	< 85.5>	4.62	< 95.9>	4.53	< 95.8>
MODO 9	0.16337	9.88	< 95.4>	0.00	< 95.9>	0.02	< 95.8>
MODO 10	0.07548	0.04	< 95.4>	0.67	< 96.6>	3.47	< 99.3>
MODO 11	0.06868	0.01	< 95.4>	3.44	<100.0>	0.66	<100.0>
MODO 12	0.05679	4.58	<100.0>	0.00	<100.0>	0.02	<100.0>

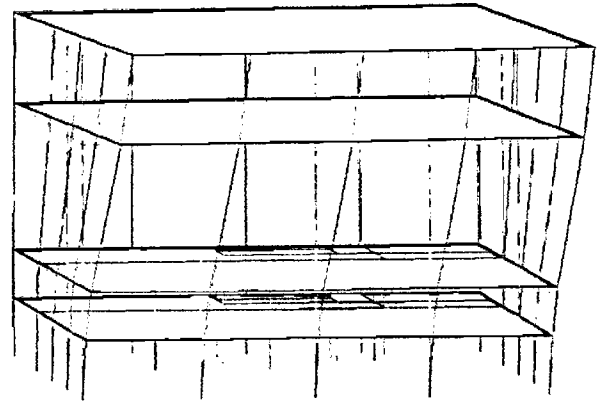
Desplazamientos laterales

Los desplazamientos obtenidos en el análisis dinámico cumplen con los límites permisibles por la Norma de 1977, se presentan el Cuadro que muestra los desplazamientos obtenidos en el análisis dinámico mayorados por el factor de amplificación $R_d = 4$. En los cuadros se puede observar que el máximo desplazamiento de la edificación es de 6.9 cm para el último nivel en la dirección del eje YY. Es importante indicar que la máxima distorsión en el caso de la EEC. es de 0.0049 para el tercer nivel, el cual es menor que la permisible por la norma de 0.010. En las figuras 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 se presentan gráficos de algunos resultados obtenidos en el análisis.

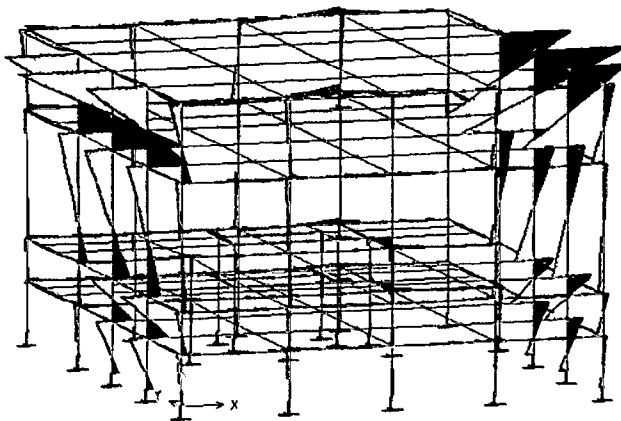
ESTRUCTURA ESPACIAL COMPUESTA							
<i>Resumen de Desplazamientos y Distorsiones (xR_d)</i>							
	ALTUR	DESPLAZAMIE		DESPLAZAMIENTO		DISTORSION	
	A	NTO		RELATIVO			
Nivel	(m)	X-X (cm)	Y-Y (cm)	X-X (cm)	Y-Y (cm)	X-X	Y-Y
PISO1	3.40	0.004	0.004	0.004	0.004	0.0012	0.0013
PISO2	2.80	0.011	0.012	0.007	0.008	0.0025	0.0026
PISO3	8.50	0.046	0.053	0.035	0.041	0.0041	0.0049
PISO4	5.20	0.061	0.069	0.015	0.016	0.0031	0.0032



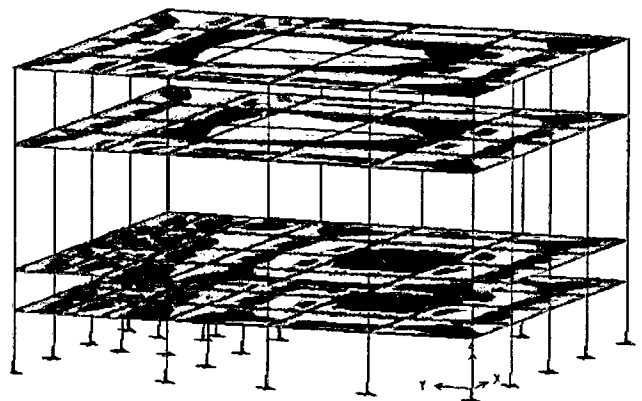
**Deformada de la Estructura Espacial
ante cargas laterales.**



**Primer Modo de Vibración del Compuesta
Análisis Dinámico.**



**Diagramas de Momentos Flectores de
en las vigas y columnas por cargas verticales.
Compuesta.**



**Máximos momentos flectores
Estructura Espacial**

Criterios Sismorresistentes en EEC

Los criterios actuales de diseño sismorresistente requieren que la estructura soporte un sismo severo sin que llegue al colapso, aunque puedan producirse daños locales +importantes. Para ello, la estructura se diseña y construye proporcionándole detalles que permitan las deformaciones inelásticas esperadas durante un sismo severo, sin pérdida significativa de resistencia (Bozzo y Barbat 1995b) y de ahí la importancia de su estudio.

Las recomendaciones de diseño basadas en la experiencia tales como evitar estructuras irregulares tanto en planta como en altura o reducir el número de pilares o vigas cortas, tienen por objeto garantizar que una estructura proyectada según procedimientos simplificados, como el de las normativas de diseño sísmico, se comporte adecuadamente durante un sismo severo y no sufra una degradación local importante que pudiese ocasionar su colapso.

Estructuras especiales, como las que se presentan irregularidades en planta o en altura deben proyectarse empleando un análisis dinámico, sea este modal o de integración paso a paso de las ecuaciones del movimiento, o por lo menos, las acciones laterales obtenidas empleando normativas deberían incrementarse sustancialmente.

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

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

La Estructura Espacial Compuesta es una solución particularmente adecuada para las construcciones sismorresistentes, en particular aquellas con vibraciones de altas frecuencias como las que se dan en Lima y en diversas zonas con suelo rígido. Esta característica se debe no solo a su potencial ductilidad y periodos largos que evitan frecuencias resonantes en la mayoría de las situaciones practicas cuando se emplea, sino a la reducción de peso y correspondiente fuerza sísmica.

La nueva norma técnica peruana de Edificaciones E030 para el diseño sismorresistente tiene cambios substanciales con respecto a la anterior. Un aspecto importante es que la norma E030 tiene como objetivo el control de desplazamientos y para lograrlos es necesario efectuar una configuración y sistema estructural acorde con la necesidad del proyecto considerando adecuadamente el sistema estabilizador columnas y placas como elementos rigidizantes de la estructura. Por lo tanto considerando la EEM tiene menor peso que la estructura tradicional es más fácil controlar los desplazamientos relativos limitados enormemente por diversas normativas modernas.

Las Estructuras Espaciales Compuestas son elementos de piso por lo que se pueden emplear diversos elementos resistentes para cargas laterales como pórticos de hormigón armado, sistemas duales o estructuras con dos sistemas resistentes complementarios tales como pórticos y pantallas, teniendo en cuenta que los pórticos son mucho más flexibles que los muros. La E.E.C como elemento horizontal actúa como efecto de diafragma bajo la acción sísmica, distribuyendo los efectos sísmicos horizontales de las cargas situadas sobre su propia superficie, entre los elementos verticales sísmicamente resistentes, tales como muros y/o columnas de la estructura.

ANEXO 3

SERVICIOS TECNICOS EXSA S.A.

TELEFONO: 71-8842* - 77-8340
TELEFAX - Nr. (014) 726392
CASILLA POSTAL 4244 - LIMA 100 - PERU
TELEX: 25556-14 EXSA-25232-PE EXSAFON

FAX N°

LURIN, 1° DE JULIO DEL 2002

A : CONSTRUCCIONES METALICAS.
ATT. : MANUEL BERMUDEZ ARROYO.
DE : SERVICIOS TECNICOS EXSA S.A. "SETEXSA"

REF. : CONSULTA SOBRE SOLDABILIDAD DEL ACERO DE
CONSTRUCCION SIDERPERU GRADO 60

DANDO RESPUESTA A SU CONSULTA SOBRE EL ACERO EN REFERENCIA, LES
INDICAMOS LO SIGUIENTE:

1. ESTE MATERIAL ES SOLDABLE

POR SUS CARACTERISTICAS QUIMICAS Y MECANICAS, ADEMAS DE CONSIDERAR EL DIAMETRO DE LA VARILLA, ES NECESARIO TENER PRESENTE UN ADECUADO PROCEDIMIENTO DE SOLDADURA.

- . DETERMINACION DE JUNTAS.
- . USO DE ELECTRODOS BASICOS SECOS (TENACITO 110-SUPERCITO).
- . DIAMETRO DEL ELECTRODO EN FUNCION AL DIAMETRO DE LA VARILLA DE CONSTRUCCION.
- . PRECALENTAMIENTO
T° PREC. APROX. 90-100°C
- . LIMPIEZA DE LA SUPERFICIE A SOLDAR.
- . ALINEAMIENTO Y APUNTALADOS ADECUADOS.
- . PREFERENTEMENTE APLICAR CORDONES ALTERNADOS. ES CONVENIENTE SOLDAR 6 A 8 VARILLAS EN CADA OCASION EN FORMA SIMULTANEA.
- . MARTILLAR LOS CORDONES, CON LA FINALIDAD DE ALIVIAR TENSIONES.
- . AL TERMINAR DE SOLDAR, NECESARIAMENTE EL ENFRIAMIENTO DEBE SER LENTO (ABRIGAR LAS UNIONES SOLDADAS).

2. EL MATERIAL DE APORTE RECOMENDADO DEBE TENER LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- . ELECTRODOS DE REVESTIMIENTO BASICO - *EXX18 6 EXXX18.
- . OBLIGATORIO USAR ELECTRODOS SECOS.

* EN NUESTRO MEDIO ES FRECUENTE EL USO DE ELECTRODOS E 7018 (SUPERCITO), SIENDO LOS MAS RECOMENDABLES TECNICAMENTE LOS ELECTRODOS DE LA SERIE E 8018-G (TENACITO 80) y E 11018-G (TENACITO 110). EL EXITO DE CUALQUIERA DE ESTOS DOS PRODUCTOS DEPENDE DEL PROCEDIMIENTO DE SOLDEO.

ADJUNTAMOS TRABAJO TECNICO REALIZADO.

SOLDABILIDAD DE BARRAS DE ACERO AL CARBONO

EXSA-DIVISION SOLDADURAS
OERLIKON

Ing. Gustavo Vela Prado
Ing. Manuel Cabrera Sandoval
Colaboración: Sr. José Tirado P.

RESUMEN

Partiendo de los campos de aplicación de los aceros para refuerzo en concreto armado y de las técnicas usuales de armadura, se derivan los requisitos exigidos a los aceros para armadura. Dichos requisitos en el caso de los aceros se refieren a la resistencia, al comportamiento de adherencia, a la capacidad de doblado en frío, a la resistencia a la fatiga y a la aptitud para la soldadura. Debido a que estas exigencias son en parte contrapuestas, para los aceros resulta ante todo importante un comportamiento altamente elástico bajo tensiones permanentes, predominantemente estáticas, además de la resistencia considerablemente superior en términos absolutos.

En el presente trabajo se describen unas prácticas recomendables para la soldadura de este acero Grado 60 de Fabricación Nacional. Su soldabilidad de acuerdo a ASTM A 615 no forma parte de esta especificación, pero si tiene que ser calificada, considera aconsejable un convenio entre un determinado suministrador y el usuario. El proceso de soldadura usado es arco eléctrico manual con electrodo revestido por ser el de mayor difusión en nuestro medio y de práctica más usual.

1.- INTRODUCCION

El desarrollo del presente trabajo nace de la necesidad mostrada por la Industria de la Construcción, de tener que soldar las barras de acero con resaltes para concreto armado.

Este tipo de acero muestra una soldabilidad metalúrgica pobre, con una alta sensibilidad al agrietamiento lo que hace que desde el punto de vista constructivo se deban tomar las precauciones necesari-

En los ensayos realizados se encontraron dificultades en cuanto a la obtención de los valores mínimos de fluencia y alargamiento establecidos por las normas ASTM A 615-Grado 60 e ITINTEC 341-031-A 42, por lo que tomando en consideración parámetros como: Temperatura de Precalentamiento, régimen de enfriamiento, secuencia de soldeo, tipo de junta, etc., se llegaron a obtener valores dentro de norma.

Así mismo cabe señalar, que aún obteniendo estos valores, hay fragilidad en la zona afectada por el calor (ZAC), lo que estas barras no deban ser usadas en estado soldado en otro tipo de estructuras.

2.- ACERO PARA CONCRETO ARMADO

Los aceros para concreto son de preferencia aceros de forma redonda con superficie lisa o perfilada. Con ellos se fabrican estructuras bidimensionales que, al estar envueltas por concreto constituyen el concreto armado. La base de la utilización conjunta del concreto y del acero es el coeficiente de dilatación térmica lineal casi igual de ambos materiales de construcción.

La modalidad de construcción con concreto armado se caracteriza, por lo general, por el hecho de que la armadura de acero alojada sin tensión en el concreto recibe tensiones que sólo provienen de la contracción del concreto, del peso propio de la construcción y de las cargas útiles. En elementos de construcción solicitados por tracción, o bien en las zonas de tracción de los elementos portantes de flexión, ocurre que el concreto se agrieta después de haber sobrepasado determinadas tensiones por carga, pues sólo en forma muy limitada le es posible seguir el alargamiento del acero. La armadura absorbe entonces solo las fuerzas exteriores. El concreto sigue protegiendo aún el acero contra la corrosión, mientras el ancho de las grietas producidas permanezca lo suficientemente reducido. En elementos de construcción solicitados por compresión y en las zonas de compresión de elementos portantes de flexión, los materiales

tan conjuntamente, en relación a sus secciones transversales y a sus módulos de elasticidad.

3.- REQUISITOS EXIGIDOS A LOS ACEROS PARA CONCRETO ARMADO

En las construcciones con concreto armado, los aceros para armadura son preferentemente solicitados en forma monoaxial y estática, siendo también solicitados por componentes dinámicos de carga en determinadas estructuras. Se colocan en forma recta, curvada o elásticamente arqueada. Por consiguiente, los aceros para armadura tendrán que poseer, para el procesamiento una suficiente capacidad de doblado en frío. Para la prefabricación de elementos de armadura y para la unión entre sí de piezas prefabricadas resulta frecuentemente deseable o necesario que sean aptos para soldar.

La calificación de la soldabilidad dependerá en parte, tomando el aspecto metalúrgico de la composición química del acero. En la Tabla Nro. 1 se dan los valores límites para los análisis químicos en cuchara de acuerdo a la Norma ITINTEC 341.031, que limita sólo los elementos residuales fósforo y azufre. Así mismo la especificación ASTM A 615 impone limitación sólo en cuanto al contenido de fósforo que no debe exceder 0,05 o/o. Respecto a los contenidos de Carbono, Silicio y Manganeso, no son especificadas por ambas, pero que de un análisis químico experimental se pueden obtener y nos permite calificar la "Soldabilidad Metalúrgica" en función del valor "Carbono Equivalente". Los aceros endurecidos por deformación en frío están caracterizados por contenidos de Carbono inferiores a 0,20 o/o en caso que existan análisis tipo previamente calculados. En los aceros de dureza natural; siempre que existan disposiciones al respecto, se admiten contenidos mayores de Carbono hasta 0,40 o/o. En la Tabla Nro. 2 se presenta estos valores comparativos a nivel internacional, resaltando su aptitud para ser soldados a través de su Carbono equivalente.

tengan dureza natural, logran sus propiedades en virtud de su composición química, en combinación con las condiciones de laminación y de enfriamiento, dependientes del procedimiento y de las dimensiones. Es por eso que no se puede indicar una relación que sea válida en general, entre la composición química y las propiedades mecánicas.

A fin de limitar el contenido de Carbono, con miras a la aptitud para soldar, se adiciona Niobio y Vanadio, aumentando simultáneamente la relación del límite de fluencia, lo que resulta muy deseable para este tipo de aceros.

Según el estado actual de la normalización internacional, se llega a cuatro puntos cruciales; al proceder a un ordenamiento según los límites mínimos de fluencia garantizados. Dichos puntos se sitúan junto a los valores de límites de fluencia de cerca de 220, 400, 500 y 600 N/mm². En el mercado dominan los aceros con resalte con un nivel de fluencia de entre 400 y 500 N/mm².

ELEMENTO	ANÁLISIS EN CUDHARA %	ANÁLISIS DE COMPROBACION %
Azufre	0.060	0.075
Fósforo Procesos Básicos	0.050	0.062
Fósforo Procesos Ácidos y Thomas.	0.080	0.100

TABLA NO 1

ANÁLISIS QUÍMICO ITINTEC NORMA 341-031

GRUPO DE VIGENCIA	COMPOSICION QUÍMICA (%)				DIÁMETRO MÁXIMO (mm)	DEFORMADO EN FRÍO	LÍMITE MÍN. DE FLUENCIA EN LA GAMA DE (N/mm ²)				CARBONO EQUIVALENTE			
	C	Si	Mn	V			220	400	500	600				
R.F.A.	.20	.50	.50-1.50		40	X	X	X	X	X	.35			
		.50			28							X	X	
		.50			28							X	X	X
		.50			28							X	X	X
L.E.U.U.					57	X	X	X	X					
					57						X	X		
					57							X		
JAPON	.23	.55	1.50											
		.50									1.50			
PERU	.31-.42	.15-.25	1.15-1.30								.55-.81			
		.15-.25										1.20-1.40	25.40	
		.15-.25										1.10-1.25	39.50	.75-.89
											.55-.67			

TABLA NO 2

CARACTERÍSTICAS ACEROS PARA CONCRETO ARMADO A NIVEL INTERNACIONAL

4.- PRUEBAS DE SOLDABILIDAD

Las pruebas de soldabilidad fueron realizadas de acuerdo a las Normas ITINTEC 341-032/ASIM 615, preparándose las probetas respectivas según esquema Nro. 1, Tablas 3, 4.

Los resultados obtenidos se presentan en las Tablas 5, 6.

Respecto a la Composición Química de las barras, éstas se establecen en rangos en función del diámetro de las mismas. En la Tabla 2 se muestran estos rangos;

los análisis químicos realizados caen dentro de ellos.

Con respecto al diseño de la junta, este fue determinado por: diámetro de la barra, posición de soldadura (horizontal a vertical) y por la accesibilidad a la junta. En barras de pequeño diámetro las soldaduras a tope resultan difíciles de hacer, por lo que se hace uso de respaldo, en general las juntas a tope son preferidas, ya que eligiendo el electrodo apropiado pueden desarrollar el 100 o/o de la resistencia especificada por la barra.

Tratándose de barras verticales, la barra inferior es cortada en forma plana y la barra superior es preparada con bisel simple o doble, lo que dependerá de la accesibilidad de la junta.

El precalentamiento de la soldadura se efectuó en horno eléctrico. El precalentamiento y post-calentamiento de las barras se efectuó con soplete oxiacetilénico. Las probetas después del post-calentamiento fueron envueltas con tela de asbesto para lograr que el régimen de enfriamiento fuera lento.

5.- DISCUSION DE RESULTADOS OBTENIDOS

- o Para obtener en las pruebas mecánicas resultados que concuerden con las especificaciones exigidas para este material, se empleó como variables: Temperatura Pre-calentamiento, Temperatura de Pos-calentamiento, Régimen de Enfriamiento, Secuencia Soldo, Tipo de Metal de Aporte de Soldadura. Las barras son de fabricación nacional.
- o Inicialmente no se consiguieron los resultados deseados, principalmente en cuanto a límite de fluencia y al alargamiento, por lo que fué necesario incrementar la temperatura de pre-calentamiento a 400 °C, haciendo uso de un electrodo tipo AWS E 11018. Tomándose como alternativa el uso de un electrodo tipo AWS E 10018-G, a fin de mejorar fluencia y alargamiento, se realizaron pruebas adicionales.
- o Realizadas las pruebas con el electrodo AWS 10018-G, se consiguieron los valores deseados, incluso haciendo uso de temperaturas de pre-calentamiento más bajas 120° a 160°C y régimen de enfriamiento lento.

NORMA	ENSAYO DE TRACCION			ENSAYO DE DOBLADO
	Límite elástico kg/mm ² mín.	Carga de rotura kg/mm ² mín.	% A B ^o	Angulo
ASTM A 615-80 GRADO 60 11INTEC 341-031 A - 42	42.2	63.3		90/180°

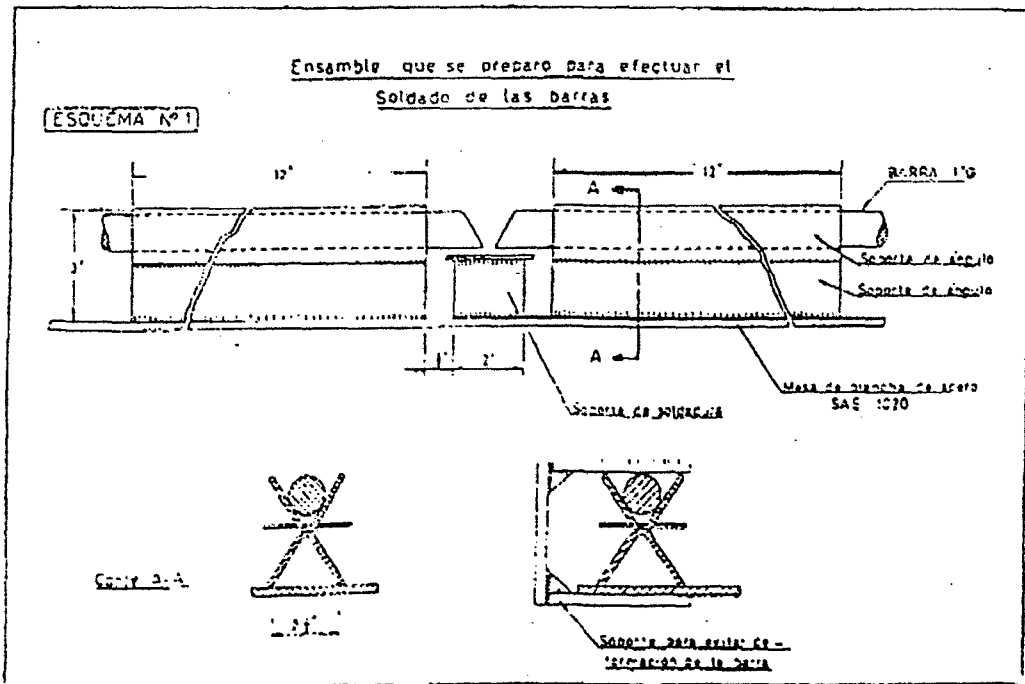
TAULA NO 3

Valores de alargamiento y diámetro mandril para ensayo de doblado, varían según diámetro barra.

- o En busca de optimizar el proceso se hicieron pruebas con el electrodo AWS E 10018, sin pre-calentamiento, sólo manteniendo la temperatura interfase máximo 150°C, soldando casi en frío, obteniéndose resultados no del todo satisfactorios, ya que se llegaba a valores mínimos de la

norma, pero que con pruebas posteriores puedan ser mejorados.

- o Dada la alta fragilidad de la junta en el ZAC, es deseable efectuar la preparación de la junta por medios mecánicos, a fin de no aportar calor en exceso con soplete oxi-acetilénico/propano.



GELSA

NERVACERO

PROCEDIMIENTOS
DE SOLDADURA



GRUPO SIDERURGICO

GELSA

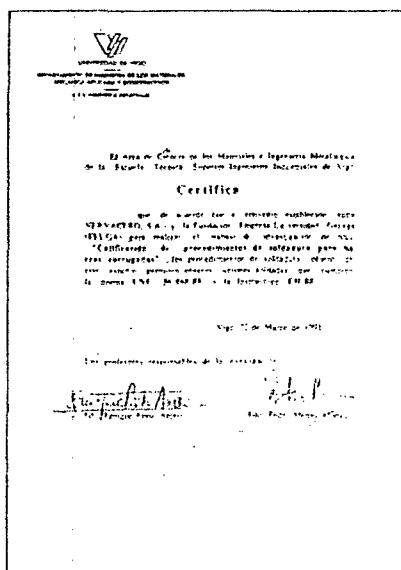
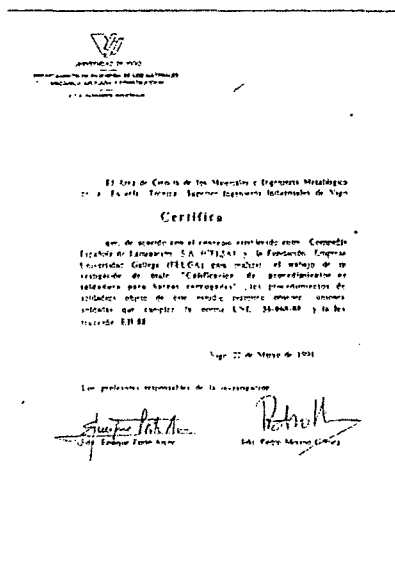
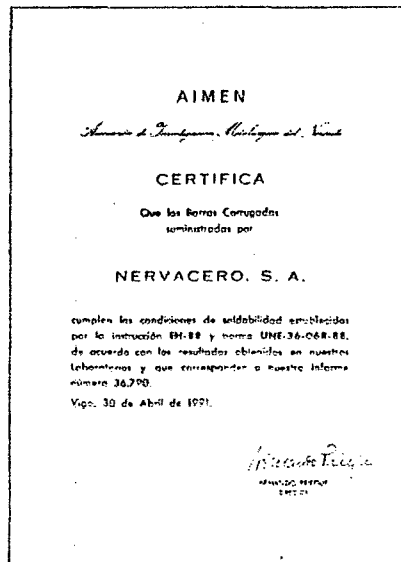
PROCEDIMIENTOS DE SOLDADURA PARA BARRAS CORRUGADAS SOLDABLES

Las modernas técnicas, tanto de producción, como de Control de Calidad, permiten en la actualidad la obtención de aceros corrugados soldables. Esta característica, viene recogida en la actual Norma Española UNE 36.068-88, de barras corrugadas soldables para armaduras de hormigón armado.

Todos los aceros corrugados fabricados por CELSA y NERVACERO cumplen la mencionada Norma.

Teniendo en cuenta que dicha característica de soldabilidad es de gran importancia para el montaje de las armaduras, CELSA y NERVACERO, conscientes del interés de sus clientes por la correcta ejecución de las soldaduras de barras corrugadas, encargó en su día, la elaboración de un completo Manual de Procedimientos de Soldadura.

Para un trabajo de tal importancia, se contrataron los servicios de la Asociación de Investigación Metalúrgica del Noroeste, AIMEN, que en colaboración con el Area de Ciencia de Materiales e Ingeniería Metalúrgica de la E.T.S.I.I. de Vigo y tras un laborioso período de análisis, estudios y ensayos, redactó un completo tratado, desarrollando todos y cada uno de los casos que se pueden presentar en los diferentes tipos de uniones y procedimientos de soldadura existentes.



NOTA:
Las barras que aparecen en las fotografías, son las mismas que se han utilizado para la realización de este Manual de Procedimientos.

Este Catálogo pretende ser una presentación, y a la vez comunicación gráfica

SOLDADURA POR ARCO MANUAL CON ELECTRODO REVESTIDO (SMAW)

Posición: Horizontal 2 F.

		ELECTRODO			Intensidad	Tensión	Corriente de soldadura
D/d	N.º Pasadas	D/d	Especificación	Clasificación	(A)	(V)	
8/32	1 x 1	2,5	AWS A5.1-81	E7018	75	22	c.c. +
8/25	1 x 1	2,5	AWS A5.1-81	E7018	75	22	c.c. +
8/16	1 x 1	2,5	AWS A5.1-81	E7018	75	22	c.c. +
8/8	1 x 1	2,5	AWS A5.1-81	E7018	75	22	c.c. +

SOLDADURA SEMIAUTOMÁTICA GAS METAL-ARCO (GMAW) - HILO MACIZO

Posición: Horizontal 2 F.

		ELECTRODO			Intensidad	Tensión	Velocidad	Caudal	Corriente de soldadura
D/d	N.º Pasadas	d	Especificación	Clasificación	(A)	(V)	hilo m/min.	gas l/min.	
8/32	1 x 1	1,2	AWS A5.18-79	ER 70S-6	130	23	3,1	12 - 14	c.c. +
8/25	1 x 1	1,2	AWS A5.18-79	ER 70S-6	130	23	3,1	12 - 14	c.c. +
8/16	1 x 1	1,2	AWS A5.18-79	ER 70S-6	130	23	3,1	12 - 14	c.c. +
8/8	1 x 1	1,2	AWS A5.18-79	ER 70S-6	130	23	3,1	12 - 14	c.c. +

SOLDADURA SEMIAUTOMÁTICA GAS METAL-ARCO (GMAW) - HILO TUBULAR

Posición: Horizontal 2F.

		ELECTRODO			Intensidad	Tensión	Velocidad	Caudal	Corriente de soldadura
D/d	N.º Pasadas	d	Especificación	Clasificación	(A)	(V)	hilo m/min.	gas l/min.	
8/32	1 x 1	1,2	AWS A5.20-79	ER71T-5	130	23	3,1	12 - 14	c.c. -
8/25	1 x 1	1,2	AWS A5.20-79	ER71T-5	130	23	3,1	12 - 14	c.c. -
8/16	1 x 1	1,2	AWS A5.20-79	ER71T-5	130	23	3,1	12 - 14	c.c. -
8/8	1 x 1	1,2	AWS A5.20-79	ER71T-5	130	23	3,1	12 - 14	c.c. -

SOLDADURA POR RESISTENCIA

Unidades Diámetros mm. (d/D)	TIEMPO EN PERIODOS (N)						A: Amperios		V: Voltios	d a N: deca N	
	1.º A	A	S	P	IM	F	Int/Sold.	Int/c.c.	Ten/sec.	Esf.	
8/8	20	20	8	-	-	8	14.900	21.300	6,90	1.100	
8/12	20	20	8	-	-	8	13.900	21.300	6,90	1.100	
8/16	20	20	8	-	-	8	18.500	26.700	6,90	1.100	
8/20	20	20	8	-	-	8	18.100	26.700	8,60	1.100	
8/25	20	22	8	-	-	8	20.500	28.000	8,66	1.100	
8/32	22	20	8	-	-	8	20.400	28.000	8,66	1.100	
10/10	20	20	10	-	-	10	17.800	25.500	8,66	1.100	
10/16	20	20	10	-	-	10	17.700	25.500	8,66	1.100	
10/20	22	22	10	-	-	10	20.500	27.600	9,85	1.100	
10/25	25	25	10	-	-	10	20.200	27.600	9,85	1.100	
10/32	25	25	10	-	-	10	20.100	27.600	9,85	1.100	
12/12	26	26	10	-	-	10	20.000	27.700	9,85	1.100	
12/16	26	26	10	-	-	10	19.600	26.700	9,85	1.100	
12/20	26	26	10	-	-	10	25.200	30.300	9,85	1.100	
12/25	30	30	4	2	4	12	19.900	28.300	9,85	1.100	
12/32	30	30	4	2	5	12	20.600	27.700	9,85	1.100	
16/16	30	30	4	2	5	12	20.500	28.100	9,85	1.100	
16/20	30	30	4	2	5	12	25.500	32.000	9,85	1.100	
16/25	30	30	4	2	5	12	25.500	32.000	9,85	1.100	

Explicación de símbolos, unidades y abreviaturas

N: 1/50 seg. (Frecuencia corriente alterna)
 1.º A: Primer acercamiento
 A: Acercamiento
 S: Tiempo de soldadura
 P: Pausa
 IM: Impulsos (corriente sin fusión)
 F: Tiempo de forja del material caliente
 C: Cadencia (Tiempo muerto máquina)
 Int/Sold: Intensidad de la soldadura
 Int/c.c.: Intensidad de corto circuito
 Ten/sec: Tensión del secundario
 Esf: Fuerza entre mordazas
 d a N: Decanewtons (1 d a N \approx 1 kg)

PLANOS