

ALEJANDRO RAFAEL HERNÁNDEZ CORRES

Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería.



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

Restauración de Arcos

**Realización de un caso de restauración en arcos
de mampostería**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
Alejandro Rafael Hernández Corres

Director de Tesis

M. I. Víctor Franco



México, D.F.

2005



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/020/05

Señor
ALEJANDRO RAFAEL HERNÁNDEZ CORRES
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. VÍCTOR FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"RESTAURACIÓN DE ARCOS-REALIZACIÓN DE UN CASO DE RESTAURACIÓN EN ARCOS DE MAMPOSTERÍA"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. LINEAMIENTOS GENERALES
- III. ESTUDIOS PREVIOS
- IV. ASPECTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL
- V. CONSTRUCCIÓN
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 15 de Marzo del 2005.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/AJP/crc.

Vo. Bo.
Ropo Yanix.
Ricardo Roberto
Mayo 26/05

Vo. Bo.
Alejandro Rivas Vidal
2-Junio-05
30-05-05

U.B.
Mayo 26/05

Vo. Bo.
Miguel A. Rodríguez Vero

Vo. Bo.
D. J. J.

“Si la pobreza de mi ingenio, mi escasa experiencia de las cosas presentes y las incompletas noticias de las antiguas hacen esta tentativa defectuosa y no de grande utilidad, al menos enseñaré el camino a alguno que con más talento, instrucción y juicio realice lo que ahora intento, por lo cual, si no consigo elogio, tampoco mereceré censura”.

Nicolás Maquiavelo

A todos los que colaboraron con la realización de este proyecto, especialmente a quienes siempre están cerca.

ÍNDICE

	<i>página</i>
INTRODUCCIÓN	7
1. LINEAMIENTOS GENERALES	9
1.1 Restauración	9
1.2 Restauraciones de arcos y bóvedas	12
1.3 Aspectos generales del sitio	23
1.3.1 Aspectos históricos	23
1.3.2 Descripción general	30
1.3.3 Necesidad de restauración	32
1.4 Objetivos y criterios generales de la restauración	33
1.5 Concepto de ingeniería para restaurar	34
1.5.1 Comportamiento estructural de los arcos	35
1.5.2 Necesidades y concepto de la herramienta de recuperación	40
2. ESTUDIOS PREVIOS	42
2.1 Introducción	42
2.2 Topografía	42
2.3 Mecánica de suelos	47
2.3.1 Reconocimiento del subsuelo	48
2.3.2 Exploración del suelo	48
2.3.3 Ensayes de laboratorio	50
2.3.4 Diseño geotécnico	56
2.4 Identificación de materiales	66
3. ASPECTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL	72
3.1 Determinación de las cargas	73
3.1.1 Hipótesis sobre el comportamiento de los arcos levantados	73
3.1.2 Cálculo del peso de los arcos	74

3.1.3	Hipótesis sobre la distribución de carga	77
3.1.4	Envolvente de carga	82
3.2	Revisión del análisis estructural	83
3.2.1	Análisis de las cerchas	83
3.2.2	Análisis de los marcos de soporte	89
3.3	Revisión del diseño de la estructura	97
3.3.1	Revisión de elementos críticos	97
3.3.2	Revisión de los apoyos de concreto	100
3.4	Análisis de la estructura liberada	103
3.4.1	Consideraciones generales	103
3.4.2	Cálculo de la fuerza desequilibrante	103
3.4.3	Revisión del volteo	103
3.5	Diseño de la nueva columna central	104
4.	CONSTRUCCIÓN	114
4.1	Planeación de las actividades	114
4.1.1	Descripción general de la construcción	115
4.1.2	Definición de las actividades	116
4.1.3	Relaciones entre actividades	120
4.2	Programación	122
4.2.1	Costo directo y tiempo	123
4.2.2	Ruta crítica	129
4.2.3	Diagrama de barras	133
4.3	Realización de los trabajos	138
4.3.1	Descripción general de los trabajos	138
4.3.2	Comparación de las actividades planeadas con las ejecutadas	158
5.	CONCLUSIONES	164
5.1	Conclusiones sobre restauración	164
5.2	Conclusiones sobre investigación	165
5.3	Conclusiones sobre la restauración de Los Arcos	168
	REFERENCIAS	170
	ÍNDICE DE PLANOS Y FOTOGRAFÍAS	173

INTRODUCCIÓN

Frutos de la alianza entre la tecnología, la Arquitectura, diversos conocimientos y lenguajes artísticos; testigos perdurables de momentos y hechos claves en la historia, son los monumentos históricos. Manifiestos, todos ellos, de la cultura y forma de reaccionar del hombre ante la naturaleza en el espacio y en el tiempo. Tal conjunto de valores oprime nuestra voluntad para conservarles como testimonios silenciosos de nosotros mismos.

Conservarlos, lamentablemente, no siempre ha sido posible en forma constante, de manera que en algunos casos el deterioro y el daño han sido extremos, planteando así la necesidad de restaurarlos.

Dicha necesidad ha de traducirse en un problema cuya solución ha de satisfacerse en el sano cumplimiento de objetivos y criterios a través del desarrollo de diferentes trabajos, todos y cada uno de los cuales estarán basados en las directrices que determinen los procesos de investigación social, artística y tecnológica.

Al asumir un problema de restauración, de inmediato, aparecen dos grandes incógnitas; por una parte, definir la solución y por la otra el camino que habrá de seguirse para implantarle. A su vez, la solución posee tres componentes; el primero de los cuales puede entenderse a través de la funcionalidad, en la que la apariencia, el espacio y el destino del inmueble juegan un papel decisivo, cuantificando un trinomio temporal en el que el pasado, el presente y el futuro deben contemplarse en responsable proporción. El segundo componente de la solución lo conforma la seguridad estructural del monumento, la cual no puede ser considerada como un concepto restaurable, sino actualizable, por ende, la presencia del ingeniero civil se torna indispensable e indiscutible. El tercer componente de la solución lo constituye el aspecto económico de la misma, que habrá de discutirse y plantearse en términos factibles y alentadores.

Por otro lado, implantar la solución de restauración demanda en muchos casos el desarrollo de procedimientos y la aplicación de tecnologías actuales, nuevamente en términos de funcionalidad, seguridad y economía; esta última que se buscará mediante una razonable optimización de la señalada solución, donde nuevamente se vuelve imprescindible la aportación del ingeniero civil.

Por último, sobre la solución al problema de restauración, se puede agregar que no excepcionalmente, como otras de diversa índole en Ingeniería, representa un proceso iterativo y por tanto de enriquecimiento mutuo, aunque paulatino de cada una de sus partes.

Ante la necesidad de solucionar problemas de restauración el presente trabajo pretende sumarse al esfuerzo de otros por hacer patente el desarrollo de soluciones que indiscutiblemente han cooperado con la voluntad de conservar valuartes artísticos y sociales a partir de trabajos que concentran sus líneas en puntos de la competencia de la Ingeniería Civil.

Asimismo, la intención es presentar información de carácter general que permita encaminar, cuando menos en principio, las investigaciones e ideas de quien pretenda realizar un trabajo de restauración en arcos de mampostería, ya que sin duda aquí se presentan los principales tópicos que habrán de revisarse, todo esto por supuesto, dentro del marco de las circunstancias que prevalezcan en cada caso en particular.

1. LINEAMIENTOS GENERALES

1.1 Restauración

Restaurar significa, en el sentido más amplio, restablecer, reponer o volver a poner una cosa en el estado en que se encontraba. En términos particulares, restaurar una construcción significa volver a ponerle en el estado que tenía. En una primera inspección, se puede descubrir una incógnita en la definición anterior, pues el estado al cual se alude se encuentra en el pasado, pero se desconoce su ubicación exacta en el tiempo o si se le somete a otra óptica, restaurar una construcción es devolverle a cualquier estado pretérito.

Independientemente de cual sea el enfoque que se tenga, es claro que existe la necesidad de definir una o varias referencias temporales de carácter puntual, a partir del propio contenido artístico y social del inmueble; naturalmente, en la medida en que se conozcan los elementos constitutivos de dichos contenidos, la solución será más apropiada.

Por otra parte, cabe decir que aunque la propia palabra restaurar conduce al pretérito y aún más, indica retornar al estado en ese punto; lo cierto es, que en la práctica resulta imposible alcanzar exactamente dicho estado, de hecho lo que se hace es luchar contra los efectos presentes y sólo en algunos casos, contra las causas que se reconocen como dañinas al inmueble bajo diversos puntos de vista.

Restaurar una edificación en el sentido integral es liberar el inmueble de elementos inservibles o cuya presencia sea injustificada, restituir el espacio, la apariencia y la utilidad e incorporar las soluciones a los problemas desde el punto de vista actual. Todo esto, claro está, tomando una adecuada referencia temporal amalgamada con las circunstancias y perspectivas presentes.

Resulta prácticamente imposible devolver a una construcción el estado que tenía exactamente en el pasado ya que los problemas y necesidades se transforman en el tiempo, incluso el conocimiento de los mismos cambia, asimismo las soluciones y respuestas son diferentes. Por lo anterior, no puede considerarse como una tarea fácil definir el estado que se le proporcionará al inmueble cuando se ejecute la restauración, y en ella, aparecerá una mezcla de diferentes momentos pasados con circunstancias presentes y visiones futuras; sin embargo, si se busca responsablemente, el resultado será capaz de recuperar el valuarde histórico en la medida de lo que llamamos humanamente posible y quedará entonces el sabor de haber llegado a una solución aceptable y no en pocos casos insuperable.

Partiendo de que las referencias principales son el tiempo y el propio monumento, es indispensable realizar estudios históricos que permitan justificar tanto la solución general, como partes de la misma y los métodos y maneras que deben seguirse para alcanzarlos. En este rubro es necesario *re-estudiar* el espacio porque seguramente la solución integrará nuevos elementos y funciones.

Una vez establecido *qué* es lo que se va a hacer es necesario incorporar estudios de Ingeniería Civil que señalen *cómo* habrá de implantarse dicha solución con el propósito de que ésta sea funcional, segura y económica.

Para restaurar un monumento, se debe conocer su comportamiento estructural a fin de garantizar su seguridad en los términos en los que ésta se entiende en la actualidad; así no es difícil advertir que el inmueble también debe ser *re-estructurado* desde el punto de vista de las solicitudes a las que se sujetará y es obligación del que restaura incorporar las soluciones de Ingeniería necesarias para lograr esto.

Por lo que antecede, conviene hacer hincapié en las ideas sobre las cuales se sostiene la seguridad estructural; evidentemente, el primer paso es revisar lo que el idioma nos ofrece; es decir, por seguridad estructural se entiende que la estructura en discusión se encuentra libre o exenta de riesgo o de daños; sin embargo, en Ingeniería, la acepción anterior no constituye una alternativa factible, de modo que el objetivo es alcanzar un grado de seguridad estructural apropiado, el cual implica pensar únicamente en el probable comportamiento correcto de la estructura.

Dicho comportamiento depende por un lado de las perturbaciones que inducen fuerzas, esfuerzos o deformaciones en la estructura, y por el otro, de la respuesta de la estructura ante dichas acciones, la cual se describe mediante un conjunto de parámetros físicos. A su vez la respuesta es susceptible de catalogarse como aceptable o como inaceptable; entendiéndose que la separación entre ambas categorías es un punto y sólo un punto, al que se le conoce como estado límite. Toda vez que el estado límite se supera, entonces la respuesta es inaceptable y caso contrario cuando no se supera, es decir, la respuesta es aceptable.

Asumir que el comportamiento correcto de la estructura es probable, implica aceptar que el comportamiento incorrecto también lo es, aunque definitivamente no en la misma proporción. Lo anterior, se sustenta en el hecho de que las variables que intervienen en el proceso no son deterministas, en todas existen incertidumbres, más aún son susceptibles de modelarse como variables aleatorias continuas, de modo que estrictamente no se pueden fijar cotas superiores a los valores de la mayoría de las acciones y para aquellas que intervienen en la resistencia tampoco pueden tenerse cotas inferiores. Esto conlleva a establecer que por muy alto que se considere el valor de una acción y por muy bajo que se tome una resistencia, siempre habrá una probabilidad finita, aunque muy pequeña de que ese valor sea excedido del lado desfavorable (Ref. 24).

De lo ya expuesto, se concluye que el conocimiento de las variables inmersas en el propio concepto de seguridad estructural necesariamente sufre cambios a través del tiempo; las acciones basadas en eventos pretéritos aumentan el acervo estadístico, los parámetros resistentes se conocen mejor, los experimentos se suman.

Finalmente, los procedimientos constructivos demandan también el análisis pertinente de ingeniería que evite causar daños innecesarios a la estructura. Un punto de especial interés son las estructuras provisionales como son cimbras, andamios, soportes y en general estructuras de recuperación que deben ser el producto de una solución de ingeniería que como tal, se desarrollará en los términos de funcionalidad, seguridad y economía más competentes.

El desarrollo de estructuras provisionales en forma azarosa o casual es un acto de irresponsabilidad cuyas consecuencias se reflejarán en daños injustificados en la estructura permanente, en costos excesivos e innecesarios o en el peor de los casos, pérdida de vidas humanas.

1.2 Restauraciones de arcos y bóvedas

Con el propósito de contextualizar los puntos relevantes de la restauración realizada es interesante presentar a continuación algunos procedimientos específicos que se han llevado a cabo en otras restauraciones, de manera que el lector consiga un equilibrado punto de vista en relación a diferentes soluciones de restauración. Evidentemente, la descripción completa de las soluciones globales de cada monumento y su respectiva discusión sobrepasan los alcances del presente trabajo y pretender escribirles en pocas líneas presume pasar por alto aspectos importantes, de modo que sólo se señalarán situaciones particulares que se consideran indispensables para poder ilustrar esta tentativa.

En México, existe una cantidad considerable de construcciones que por razones históricas, arqueológicas, sociales o arquitectónicas es deseable conservarlas en la mejor forma, lamentablemente muchas de ellas han llegado a un deterioro extremo por la falta de recursos económicos destinados a su mantenimiento, de modo que requieren en la mayor parte de los casos de intervenciones mayores en las que la presencia de ingenieros civiles contribuye a extraordinarias soluciones a los diferentes problemas de restauración que en cada una de ellas se plantean.

Dentro del ámbito de dichos monumentos, existen dos tipos de estructuras que prácticamente aparecen en la totalidad de los mismos, ya como elementos primordiales en la solución arquitectónica y estructural o como decorados, de cualquier forma es muy fácil localizarles; estas estructuras son los arcos y las bóvedas.

Los arcos y las bóvedas son estructuras que por excelencia trabajan sometidas a esfuerzos de compresión, nada más apropiado para los diferentes diseños resueltos con mampostería, sin embargo, la presencia de hundimientos diferenciales, así como la acción de los sismos inducen esfuerzos de tensión, a consecuencia de los cuales se presentan fisuras y los daños que su presencia implican. Dichos hundimientos, generan desplazamientos en los muros lo cual implica una pérdida de la geometría original ya sea de un elemento en particular o de toda la construcción. De cualquier forma, perder la geometría, especialmente la vertical, ocasiona cambios en la ubicación de la resultante de las fuerzas lo que genera que las acciones que contribuyen a la estabilidad de la estructura disminuyan su efectividad y en el peor de los casos cooperen ante las que le desequilibran. Adicionalmente, a los hundimientos y a los sismos existen otros agentes importantes que contribuyen al deterioro de las edificaciones, entre los que destaca el intemperismo tanto de los morteros como de los elementos pétreos involucrados, por otra parte, el propio ser humano y las diversas funciones que a lo largo de la vida del edificio se le sugieren y desempeñan.

Por lo anterior, puede vislumbrarse que los principales daños que se encuentran son: agrietamientos, pérdida de la geometría y derrumbes. Por su parte, los agrietamientos, pueden ser desde lo más insignificante, desde el punto de vista de la estabilidad de la estructura hasta el extremo de ocasionar derrumbes en el momento de responder a una sollicitación como puede ser algún sismo, inclusive de baja intensidad. Cuando los agrietamientos se presentan, se adicionan otros problemas como es el de las filtraciones de agua que a su vez originan el desgaste de los morteros y cementantes y según sea el caso, se dañan los acabados interiores, muchas veces artísticos y en general la ornamenta ahí localizada.

Una de las soluciones implantadas para resolver este problema estriba en rellenar dichas fisuras con resina epóxica. Esta solución

presenta la ventaja de evitar que se incrementen los daños por efecto de filtraciones, además de volver a unir el elemento estructural, sin embargo, se puede ser crítico con ella pues no resuelve el problema que ocasiona dichas fisuras, de manera que con toda seguridad se volverán a presentar. Empero, si se le considera como una solución provisional en espera de una próxima intervención mayor, puede tenersele como satisfactoria.

Otra de las soluciones para resolver esto, ha consistido en proporcionar resistencia a esfuerzos de tensión a las bóvedas, esto se ha hecho reforzándoles con acero, como en el caso del convento de San Francisco (Ref. 29), en los años 50 (fotografía 1.1). La técnica consiste en colocar un emparrillado de acero en la parte superior y otro en la inferior, posteriormente se cuela concreto por encima de la bóveda original.



BÓVEDA REFORZADA CON CONCRETO
Convento de San Francisco, Centro Histórico de la Ciudad de México
FOTOGRAFÍA 1.1

Esta solución, dependiendo del comportamiento general de la estructura puede considerársele como duradera y seguramente constituye una de las más económicas, desafortunadamente tiene el

problema de introducir en la estructura materiales diferentes a los utilizados originalmente como lo son el acero y el concreto quienes en definitiva demeritan la apariencia del edificio. Aunado a lo anterior, salta a la vista el trabajo en el interior de la bóveda original, ya que de encontrarse elementos artísticos éstos se perderán, así que en ese caso es una solución inaceptable. Cabe incorporar, en vista del comentario expuesto que se deben utilizar los mismos materiales con los que se construyó originalmente la edificación, o en su defecto, análogos y en el caso en que hubiere la necesidad de incorporar materiales actuales, éstos deberán emplearse de manera que se respete la apariencia y arte originales en la medida de lo humanamente posible.

Las soluciones planteadas para restaurar arcos y bóvedas que han perdido su geometría original constituyen una amplia diversidad debido principalmente a la naturaleza del origen del problema y al propio desarrollo del concepto de restauración; de tal suerte, que pueden encontrarse todo tipo de técnicas susceptibles de considerárseles creativas e ingeniosas aunque no siempre apropiadas.

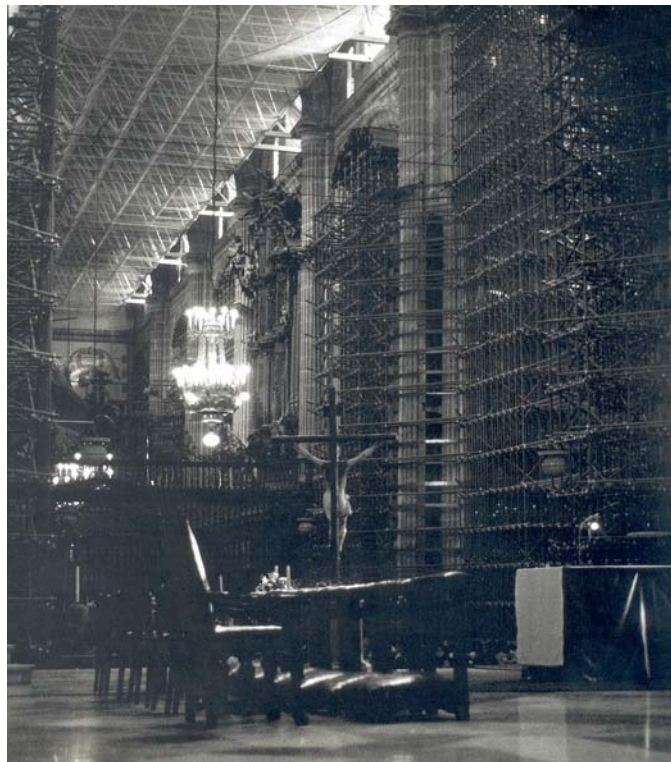
Una solución interesante a este problema es la llevada a cabo en la Catedral y Sagrario Metropolitanos (fotografía 1.2, Ref. 20), como es de dominio público, estas construcciones presentaban un considerable desplome a consecuencia de hundimientos diferenciales entre las partes norte y sur.



Catedral y Sagrario Metropolitanos, Centro Histórico de la Ciudad de México
FOTOGRAFÍA 1.2

La solución consistió en extraer material a través de unas lumbreras de aproximadamente 25 m. de profundidad a la vez que se realizaban inyecciones en el mismo, con el fin de mejorar sus características mecánicas.

Esta corrección geométrica evidentemente inducía esfuerzos y desplazamientos en la estructura, de manera que se planteó utilizar una herramienta de recuperación competente. Así, se decidió construir estructuras provisionales, como se muestra en las fotografías 1.3 a 1.5, que reforzaron la estructura permanente, con el objeto de evitar daños innecesarios en la misma y aquéllos que se presentaran pudieran controlarse de mejor forma.



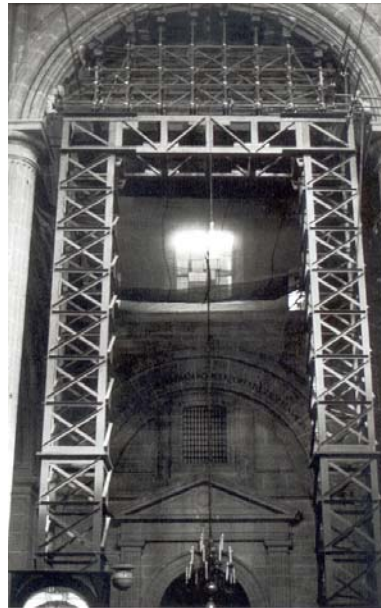
ESTRUCTURA PROVISIONAL
Catedral Metropolitana de la Ciudad de México.
FOTOGRAFÍA 1.3

La solución demostró funcionar y ser la adecuada para este caso; sin embargo, este acierto no puede dejar de acompañarse de la excelente decisión de haber proporcionado al inmueble de una estructura provisional, cuya presencia evitó modificaciones previas en la estructura permanente, así como daños innecesarios capaces de poner en riesgo el estado de la estructura global; brindó de seguridad al inmueble, permitiendo incluso el cumplimiento continuo de algunas de sus funciones; salvaguardó los espacios y ornamentos originales; de manera, que sin error se le puede calificar como una intervención respetuosa de los propios valores que recupera.

Por otra parte, evitar daños no sólo posee una componente conformada por el respeto a esos valores, sino que también presenta otra a favor de la economía de la obra.

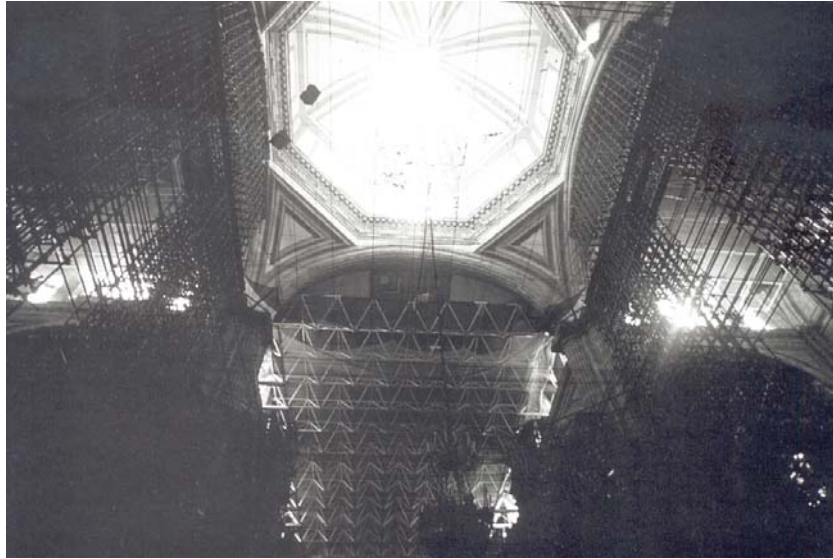
Dicha estructura provisional, en pocas palabras y en la forma más sencilla, consistió en marcos de acero en celosía que soportaban cerchas metálicas que en forma acertada toman la curva del arco, mitigando así su cambio de forma y recibiendo las descargas de manera uniforme.

Sin duda se puede considerar que esta restauración marca un parteaguas en materia de la utilización de herramientas para corregir geoméricamente y dicta que el modo más eficiente de llevarlo a cabo es establecer un soporte que permita a la estructura corregirse como un cuerpo rígido, con lo cual, se podrán evitar la mayor cantidad de daños posibles, no sólo en número, sino también en importancia; por supuesto, dentro del marco del comportamiento mecánico de la estructura en estudio.



ESTRUCTURA DE SOPORTE
*Catedral Metropolitana,
Ciudad de México*

FOTOGRAFÍA 1.4

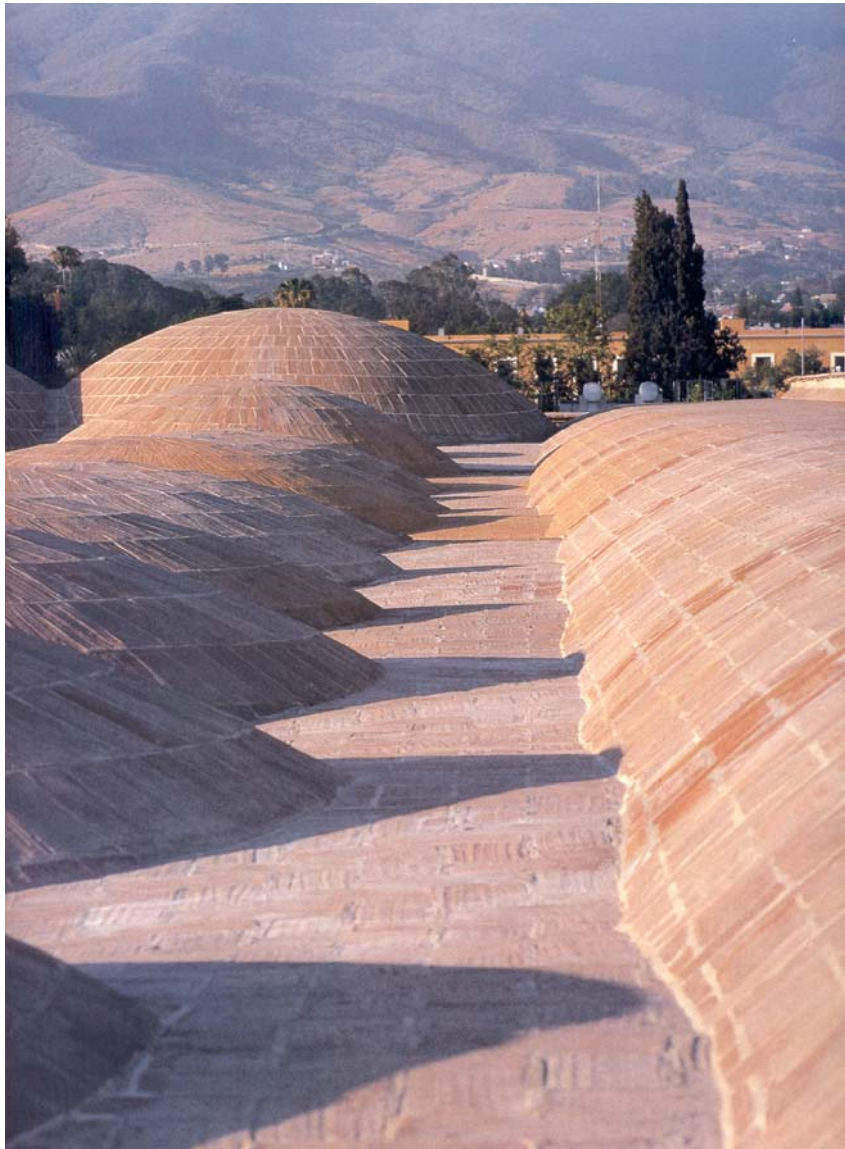


BÓVEDA Y ESTRUCTURA DE RECUPERACION.
Catedral Metropolitana, Ciudad de México.

FOTOGRAFÍA 1.5

Otra manera de realizar correcciones geométricas en arcos y en bóvedas ha consistido en apuntalarles con madera y posteriormente manipularles azarosamente con gatos hidráulicos. Este tipo de solución por el riesgo que representa y la imprevisible efectividad, debe ser considerada como una práctica inadmisibles.

Finalmente, cuando en un arco o en una bóveda han ocurrido derrumbes se han solucionado básicamente de dos formas: la primera ha consistido en reparar la estructura exclusivamente en la parte afectada y la segunda en sustituir el elemento. La bondad de la primera práctica se deriva de la causa que originó el daño. Por ejemplo, cuando los monumentos destinados al culto fueron empleados como cuarteles militares o presenciaron alguna clase de batalla, en muchas ocasiones fueron víctimas de destrucciones parciales; este tipo de daños en general, como ya se indicó, se les ha restaurado restituyendo sólo las partes dañadas.



BÓVEDAS DE SANTO DOMINGO – Fotografía 1.6

Quando los daños han sido mayores, producto no sólo del mal uso, sino también de otras causas como son los hundimientos, los sismos y el intemperismo, la solución ha estribado en sustituir el elemento por completo.

En general, cuando dichas sustituciones se han realizado en forma responsable cuidando de utilizar el mismo tipo de materiales y respetando las formas originales, los resultados han sido extraordinarios.

Un caso que ilustra convenientemente esto, es el realizado en el ex-convento de Santo Domingo en la ciudad de Oaxaca. (Ref. 39) Ahí, tanto la bóveda semicilíndrica (fotografía 1.7) que cubre el corredor conventual como algunas de las bóvedas semiesféricas (fotografía 1.8) fueron completamente restituidas.



RESTITUCIÓN DE BÓVEDA SEMICILÍNDRICA
Ex-Convento de Santo Domingo, Ciudad de Oaxaca.

FOTOGRAFÍA 1.7

Evidentemente, durante la restauración se plantearon problemas en relación a la selección de materiales para restituir los elementos estructurales dañados, ya que algunos de los bancos de material que se habían explotado durante la construcción original, se encontraban agotados, por lo que se tuvo que buscar otros que mantuvieran igualdad de características en la medida de lo posible.

Otros problemas adicionales fueron los de homogenizar los nuevos trabajos con los antiguos, quizá en este rubro se pueda ser crítico con el resultado obtenido debido a que existen notables diferencias entre los primeros y los últimos.



RESTITUCIÓN DE BÓVEDAS SEMIESFÉRICAS
Ex-Convento de Santo Domingo, Ciudad de Oaxaca.

FOTOGRAFÍA 1.8

Por ejemplo, en la fotografía 1.9 puede apreciarse que la cantera utilizada en los arcos, corresponde satisfactoriamente con el color de la del apoyo que es original; cabe aclarar que no se trata de la misma cantera. Sin embargo, la manufactura es evidentemente disímil, pues el apoyo, como se puede apreciar, fue labrado a mano, en tanto que la moldura de los arcos se ha realizado con maquinaria.

Aunque como se mencionó con anterioridad, se puede ser crítico con la diferencia en el resultado de los trabajos de cantería, difícilmente se puede condenar la solución, pues en la actualidad es difícil encontrar obra de mano que realice este tipo de trabajos con la antigua técnica; pero no sólo eso, sino que además, en el caso de encontrarla, representaría un excesivo costo. No obstante la discusión, valió la pena hacerlo para mantener en la medida de lo posible el estado original.



MANUFACTURA EN CANTERA
*Ex-Convento de Santo Domingo,
Ciudad de Oaxaca.*

FOTOGRAFÍA 1.9



ARQUITECTURA – Fotografía 1.10

1.3 Aspectos generales del sitio

La realización de cualquier obra de restauración que tenga el propósito responsable de devolverle su apariencia, ya sea restituida o no, se debe apoyar en la investigación social y artística, independientemente del refinamiento de éstas, pues son ellas las que dictaminarán el aspecto del inmueble una vez terminados los trabajos, señalarán vertiginosamente *por qué* y *qué* se hará en el sitio, para que posteriormente pueda hallarse *cómo* lograrlo. Aquí, se presentarán los tópicos más relevantes de la restauración de Los Arcos, con el objeto incrementar el acervo poco profuso en la materia y de esta manera constituir una directriz más para otros trabajos semejantes a éste

En particular, para este caso la principal fuente de investigación histórica fue el propio monumento y su paso a través del tiempo.

1.3.1 Aspectos históricos

En el proceso histórico de la zona en la cual se encuentran Los Arcos, la cual a su vez se localiza dentro de la *Zona de Lomas* al sur de la Ciudad de México se distinguen con claridad dos etapas: la primera, desde su fundación hasta mediados del siglo XIX, muestra una personalidad basada en la respuesta local a los estímulos y problemáticas de la región; la segunda, desde mediados del siglo XIX a la fecha, presenta una rápida transformación cuyas causas se generan fuera del ámbito local, es decir, provienen de problemas generales y decisiones tomadas externamente. Las diferencias entre ambas son notorias, por lo que se puede decir que en la primera etapa, es la región misma la responsable de su fisonomía y por lo mismo, sus construcciones, aunque de diversa índole generan una atmósfera singular y admirada por quienes le visitan.

Durante la etapa prehispánica sólo se sabe que era una pequeña aldea, ya que la costumbre de los conquistadores era destruir lo existente y asentarse sobre ello, dejando en el olvido principalmente las edificaciones y maneras de los pobladores para relacionarse con el entorno a través de sus obras. Un dato interesante, es que esta aldea perteneció al marquesado de Cortés.

A principios del virreinato se construyó una modesta capilla Dominicana que originó el desarrollo de la región. En los inicios del siglo XVII llegó un importante asentamiento Carmelita y la fundación del colegio y convento de la misma orden.

La construcción y proyecto del convento fue realizada por un excelente matemático, arquitecto y astrónomo que supo entender las características del sitio y por tanto, plantear el aprovechamiento de las mismas a través de la realización de obras, entre las que destacan las hidráulicas (fotografía 1.11),- *“...cuatro cosas hacen a nuestro propósito acerca de las aguas: la primera es que la halléis, la segunda que la guiéis, la tercera que la escojáis y la cuarta que la conservéis...”* - Fray Andrés de San Miguel. - (Ref. 25); las cuales, muy pronto estimularon la creación de una extensa y productiva huerta además de otras actividades practicadas por los frailes.



**OBRAS HIDRÁULICAS
FOTOGRAFÍA 1.11**

El clima y los atractivos naturales del lugar atrajeron a viajeros y visitantes. Varios virreyes como Juan Palafox y Mendoza, Francisco de Güemes, conde de Revillagigedo y Antonio María de Bucarelli pasaban ahí temporadas de descanso.

Otros personajes construyeron casas de recreo como la de los marqueses de Siria y Borobia, la de la marquesa de Sierra Nevada, la del Obispo Núñez de Haro, o como la del conde Oploca que aún existe y la llamada casa Posadas con elementos de arquitectura típicos de la zona que le llevaron a ser escenario literario, la cual se muestran en la fotografía 1.12.



**CORNISAS, REPISIONES Y ENREJADOS
ESCENARIO DE LA NOVELA “*Los bandidos de Río Frío*”**

FOTOGRAFÍA 1.12

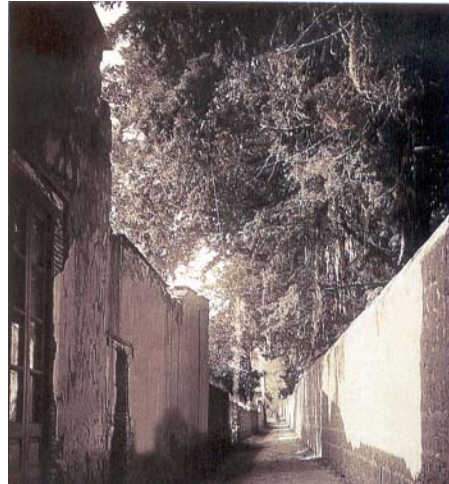
No es raro advertir que también la zona fue escenario en las novelas de famosos escritores como son los casos de Federico Gamboa, el naturalista, en su obra: Santa y Manuel Payno quien se refería a él en el siglo pasado como: “... *un pueblo tan tranquilo y tan bello, de una dulce temperatura y tan sano que muchos enfermos aún de gravedad con sólo el aire que respiran logran la salud en menos de dos meses...*”

Después de la independencia, el sitio mantuvo su prestigio y siguió atrayendo a personajes del gobierno como Anastasio Bustamante y Antonio López de Santa Anna quien gustaba alojarse en la hacienda Goicochea en la que dicho sea de paso, también habitó durante alguna época el dramaturgo español José Zorrilla.

El sitio ha sido, y por fortuna es todavía, un lugar profusamente arbolado. Sus plazas principales fueron de hecho jardines públicos, espacios cubiertos por una vegetación generadora de agradable sombra provistos de bancas para el descanso y la conversación, con caminos para el paseo demorado y fuentes que refrescan el aire.

Las huertas eran numerosas y en la estación productiva sus frutales perfumaban la atmósfera. En los jardines abundaban las flores que en colaboración con los azulejos provocaban toques de color en el ambiente.

Las enredaderas se desbordan sobre las bardas y al hacerlo suavizan los perfiles y enriquecen las texturas. La naturaleza vegetal tiene una presencia decisiva, la diversidad de árboles, plantas, flores y frutos es un instrumento importante en la generación de espacios y la personalidad del sitio.



**EL ELEMENTO ARQUITECTÓNICO
ES EL MURO
FOTOGRAFÍA 1.13**

Arquitectónicamente, los muros son los principales instrumentos generadores tanto de los espacios urbanos como de los internos (fotografía 1.13). Las bardas continuas desbordadas con vegetación, especialmente bugambilias que ofrecen todo el esplendor de sus colores, aparecen con ritmo, unas veces casual y otras ordenado, enriquecidas con puertas, ventanas, cornisas y repisones, todos ellos en la mayor parte de los casos logrados de una manera sencilla que como tal logra una elegancia particular.

Los huecos de sus vanos mantienen una proporción alargada y cuando predominan sobre las construcciones es porque se han convertido en pórticos frecuentemente arcados. Los elementos que representan cambios significativos de su condición, como es el caso de las entradas, se subrayan con trabajos más o menos logrados, según la importancia que se dé a la construcción, lo que normalmente está asociado con las posibilidades económicas de su propietario. También esto sucede cuando lo solicita el carácter especial del sitio al que dan acceso como sucede en el caso de los atrios.

Sobre Los Arcos en particular, no se ha encontrado una historia escrita que permita situarles en el tiempo y asignarles una importancia clara en el contexto histórico. Los habitantes de la zona precisan que en algún momento constituyeron la entrada a un panteón. Al revisar la literatura existente en el tema se tiene registro que durante las primeras décadas del siglo XVII una parte de terreno cercano a los arcos fue utilizada como cementerio de emergencia debido a una epidemia. Por lo anterior, es muy probable que hayan funcionado como la entrada a un panteón. Esto ofrece otra pista, la cual es el hecho de que seguramente pertenecían a la orden de los dominicos que originalmente se establecieron allí y cuyo desarrollo fue estrecho, como ya se mencionó en páginas anteriores.

Aún en nuestros días es clara la proximidad al convento dominico, sin embargo, no es evidente que haya pertenecido a él debido a que sus propiedades eran muy limitadas en extensión en relación a las de los carmelitas, aunado al hecho de que la apertura de avenidas y la lotificación de los predios originales, dieron lugar a la falta de confinamiento de los edificios, por lo cual se mezclaron con todo tipo de construcciones que impiden medir las líneas que trazaron tanto los carmelitas como los dominicos originalmente.



LOS ARCOS – Fotografía 1.14

Por lo antes expuesto, puede entenderse que *Los Arcos* poco trascendieran en la historia, pues la atención de la zona era captada por las edificaciones y extensas áreas aprovechadas por los carmelitas.

Por otra parte, la presencia de un escudo de armas en la parte superior de los arcos denota que probablemente existió una sustitución de algún elemento devocional situado ahí originalmente, o incluso algún alusivo a la condición fúnebre que desempeñaron. A esto, se anexa el hecho de que la cantera utilizada en su realización es diferente a la de las otras piezas que conforman los arcos y los elementos aledaños. En conclusión, no es difícil pensar que Los Arcos fueron sujetos a una intervención.

Los habitantes de la zona, también señalaron otra intervención subsecuente en el siglo XX, de la cual no existe ninguna clase de documento como podría ser un informe de realización, ni tampoco un acervo fotográfico, ni una descripción de los trabajos que permita extraer información apropiada para el caso. Esta intervención se realizó a raíz del impacto de un automóvil en la columna central, el cual ocasionó que se fracturara por lo que se dieron a la tarea de sanarlo. El intento, desde el punto de vista de ingeniería estructural fue deplorable y nada se puede rescatar en cuanto a *restauración* se refiere pues algunas partes se afectaron innecesariamente.

Al parecer, los arcos fueron apuntalados con madera y fueron levantados con puntales de madera apoyados en gatos hidráulicos, situación que probablemente generó fisuras en el cuerpo de los arcos, algunas de las cuales fueron reparadas. Una vez levantados los arcos se reparó la columna, reforzándole con un tramo de aproximadamente un metro y veinte centímetros de longitud de varilla corrugada de una pulgada de diámetro alojada en el centro de la columna.

Concepto desafortunado, pues el acero trabaja de mejor manera cuando se le coloca perimetralmente en la sección transversal del elemento sujeto a flexocompresión. Además, la longitud del tramo también fue incorrecta ya que no tocaba ni el capitel ni el pedestal, mucho menos la base de concreto que aparentemente proporcionaron, misma que de acuerdo con el esquema de dimensiones proporcionado por la compañía encargada de realizar las calas, fue adecuada para brindarle una buena cimentación a la columna central.

Adicionalmente, puede señalarse que esta columna, seguramente fue sujeta a una sustitución de elementos, concretamente el pedestal de la columna central estaba realizado en otro tipo de cantera, distinto al que prevalece en los arcos; así también, su manufactura era claramente distinta.

Desde el punto de vista histórico, Los Arcos han subsistido a través de los años, gracias a la preocupación honesta de quienes han hecho suya la responsabilidad de tenerles bien, su aparición en un contorno pintoresco, en el que las viejas casonas, las calles confinadas por los muros con bugambilias desbordantes así como las iglesias, conventos y capillas que armonizan un conjunto, justifica conservarle de la mejor manera posible como un testimonio de las costumbres y reacciones ante el medio de los pobladores del sitio en el tiempo.

La zona en general muestra, en los últimos años, una preocupación tanto de las autoridades como de los vecinos por conservarle, especialmente estos últimos quienes promueven y respetan los espacios, la vegetación y el entramado en general. Así también la invitación de las autoridades a presentar proyectos integrales para la región a fin de que la modernización coexista respetuosamente con lo ya establecido y además, lo haga evidente.

1.3.2 Descripción general

“Los Arcos”, como los pobladores de la zona en la cual se encuentran los llaman (fotografía 1.14) están conformados por dos arcadas casi semicirculares, cuya traza está definida por los bordes de la mampostería lograda en cantera Remedios. Los radios de dichas semicircunferencias se aproximan al metro y medio de longitud y comienzan su curva sobre las columnas de aproximadamente dos y medio metros de altura.

Por encima de las piezas de cantera que definen los arcos se encuentran otras de basalto que conforman el cuerpo de la construcción por encima de los arcos. Entre la clave y la cornisa de ladrillo existen aproximadamente noventa centímetros.

En el centro, la cornisa se eleva desde los extremos hacia él para formar un podio sobre el cual está colocado un escudo de armas y para alojar un hueco de forma octagonal enmarcado con una moldura

de cantera que sobresale del lado anterior y no así del posterior en el que se encuentra rasurada.

La cornisa superior sigue, en los extremos, más allá de la ubicación de las columnas apoyándose sobre muros de roca, uno de los cuales presenta nichos enrejados en los que subsisten elementos devocionales y el otro repentinamente vuelve a transformarse en un muro de cantera, en el que persisten los pequeños trozos de roca en las juntas entre los bloques.

Las columnas de los extremos, prácticamente son semicirculares adosadas a dichos muros y al igual que la central están conformadas por un capitel y un pedestal adicional al cuerpo de las mismas. Dichas piezas son de cantera labradas a mano.

Del lado norte, persisten arcadas en la fachada, así como antiguas carpinterías que han sido adaptadas y pintadas en color negro mate.

Devolviendo la vista al centro, puede verse otra arcada cargada del lado izquierdo con una imponente puerta de madera que se conserva con un acabado prácticamente natural, la cual contribuye al buen gusto del pequeño lugar.

Incidentalmente, no puede dejar de mencionarse el buen trabajo en cantera que recubre dicha arcada.



**LADO NORTE
FOTOGRAFÍA 1.15**



**LADO ORIENTE
FOTOGRAFÍA 1.16**

A la derecha (del lado sur) un elemento típico, una extraordinaria cornisa que permite ver las vigas de madera que le sostienen, al igual que a las tejas de barro.

Un portón de madera y una pequeña puerta que al igual que en el lado norte se han arreglado y pintado en un color negro mate.

Todo este escenario, sobra decir, confinado por muros con enredaderas y bugambilias desbordándose al punto inclusive de cubrir algunas regiones por completo; además del empedrado provisto de rodamientos que unas veces siguen y se marcan en forma ordenada y otras se pierden.



**CORNISA CON VIGAS DE MADERA
FOTOGRAFÍA 1.17**

1.3.3 Necesidad de restauración

La columna central de los arcos fue golpeada por un camión despachador de diesel aproximadamente a metro y medio de altura. Este impacto ocasionó que el apoyo norte se fisurara y que el apoyo sur (apoyo 1) se desplazara 4cm hacia el oriente originando que la columna golpeada se fracturara en la base del cuerpo de la misma por encima del pedestal y en la parte superior, diez centímetros antes del capitel. Estas fracturas permitieron que tanto la columna como el cuerpo de los arcos perdieran la vertical sin presentar otro tipo de daño adicional.

El daño en la columna central, aunado al hecho de estar unida con materiales epóxicos y acero, aunque en ese momento no se sabía la cantidad, apuntaban a sustituirle debido a que difícilmente podría recuperarse sin dañarle aún más y que la reparación probablemente no

fuera apropiada; ni en apariencia, ni en durabilidad, de modo que finalmente se decidió sustituirle.

El caso del cuerpo de los arcos era menos crítico, pues éstos sólo habían presentado un deslizamiento y daños fácilmente reparables en las juntas de mortero de los apoyos, de modo que se decidió recuperarles geoméricamente y reparar dichos daños.

1.4 Objetivos y criterios generales de la restauración

Los objetivos que la restauración planteaba eran de dos tipos; los primeros, aquellos que se relacionaban con el resultado final del trabajo y los segundos, que se referían al propio procedimiento para alcanzar dicho resultado. Dentro del rubro de los primeros, se destacaron la reparación estructural de los daños en la columna central, la de los apoyos de los arcos, la recuperación geométrica y la conservación de la apariencia de los mismos. Por otra parte, atendiendo a la realización, lo que debía lograrse era cumplir los objetivos anteriores sin interrumpir el paso vehicular.

En el cumplimiento de estas propuestas fue necesario establecer criterios que permitieran tener elementos para discriminar soluciones y procedimientos, brindando así, consistencia a la solución global.

El primer criterio que asumió el trabajo fue el de no ocasionar ningún daño adicional al monumento, y en caso de ser estrictamente indispensable, procurar que éste fuera de menor importancia y fácilmente reparable.

El segundo criterio definido fue el de recuperar la apariencia del monumento y conservar el entorno en las condiciones en que se encontraba justo antes del accidente.

Para implantar lo anterior, se desarrollaron los siguientes trabajos de liberación, consolidación, restitución e incorporación.

- **Liberación:** Se retiró la columna central completa, es decir, el capitel, el cuerpo de la columna y el pedestal que se encontraban dañados por el impacto y modificados por otra intervención.
- **Consolidación:** Se repararon los apoyos de los arcos utilizando materiales similares en forma y apariencia.
- **Restitución:** Se restituyó la columna central con materiales similares a los de fabricación original de los arcos, lamentablemente la manufactura fue diferente debido al cambio que el oficio ha sufrido en el tiempo, sin embargo, se buscaron procedimientos que permitieran contextualizarle con las demás piezas.
- **Incorporación:** Para garantizar su durabilidad y capacidad de uso, se incorporó una columna de concreto reforzado al interior de la de cantera.

1.5 Concepto de ingeniería para restaurar

El intercambio de la columna central proponía construir un soporte que sustituyera la función de la misma con el objeto de realizar la transacción sin causar daño al cuerpo de los arcos, en suma, dicho soporte debería levantarlos, cargarlos y desplazarlos.

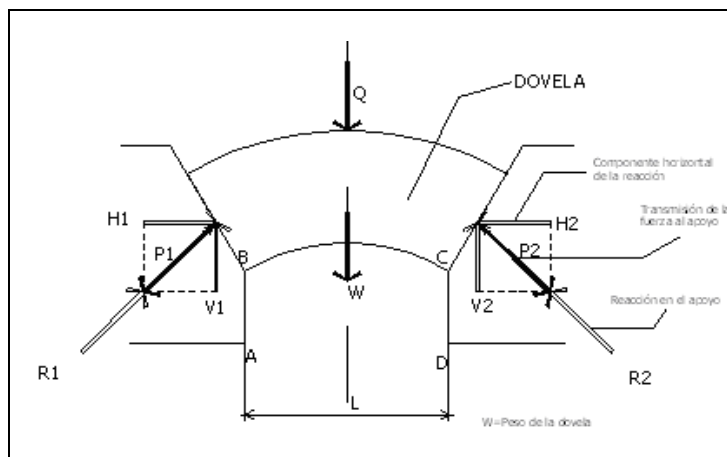
Levantar, cargar y alinear los arcos podía llevarse a cabo de diferentes maneras y con diversos tipos de herramientas; sin embargo, no todas garantizaban la integridad de la estructura; más aún, algunas se pueden considerar una agresión, de manera que para poder seleccionar una forma adecuada era necesario establecer los conceptos estructurales pertinentes a fin de aspirar a una correcta discriminación que conllevara a la mejor solución en el tema del soporte.

1.5.1 Comportamiento estructural de los arcos

El arco es una sección curva, muchas veces semicircular, cuya trayectoria específica se encuentra invariablemente referida al centro del elemento geométrico al que pertenece; cuando su forma es semicircular, su traslación genera bóvedas semicilíndricas (también llamadas de media caña o cañón) y su rotación produce bóvedas semiesféricas (también llamadas cúpulas o cascarones).

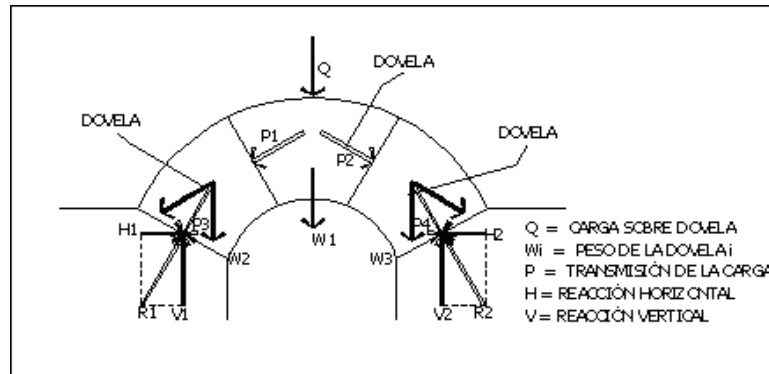
Desde el punto de vista estructural, un *arco* es una estructura que produce reacciones horizontales y verticales bajo la acción de carga vertical. La estructura tiende a “abrirse” cuando trabaja bajo tales cargas. De esta manera se entiende que los apoyos de dichos arcos son un punto de particular interés, no solo debido a la naturaleza de la posición de las reacciones, sino también a la concentración de esfuerzos en esa zona y las consecuencias que esto puede ocasionar.

El caso de especial interés y motivo de presentación aquí es el de los arcos construidos con mampostería. Éstos se logran mediante dovelas cuneiformes que trazan la curva del arco y transmiten las cargas a los apoyos debido a su forma. Las fuerzas de las cuñas permiten que el arco transfiera las cargas verticales a cada lado, primordialmente a través de esfuerzos de compresión.



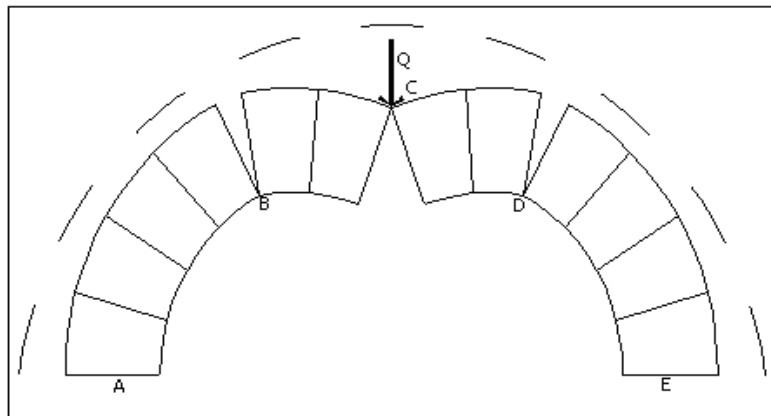
**ARCO FORMADO POR UNA SOLA DOVELA
FIGURA 1.1**

En el arco formado por una sola dovela (figura 1.1), puede apreciarse que las fuerzas P_1 y P_2 dependen de la magnitud de W y de Q y que debido a la forma de la dovela P_1 y P_2 tienen una inclinación, por lo que tanto R_1 como R_2 que respectivamente son iguales a P_1 y P_2 en magnitud y dirección, pueden descomponerse en fuerzas horizontales y verticales. A su vez, las componentes horizontales de las fuerzas P_1 y P_2 tienden a aumentar el claro L , y de conseguirlo la dovela descendería y por lo tanto, la figura $ABCD$ tendría diferente forma.



ARCO FORMADO POR TRES DOVELAS
FIGURA 1.2

En el arco formado por tres dovelas de la figura 1.2 puede apreciarse que P_1 y P_2 dependen de W_1 y Q y que se transmiten a la segunda y tercer dovelas, por lo que se suman con los respectivos pesos de éstas y conforman las fuerzas P_3 y P_4 que inciden en los apoyos. Naturalmente, cuando todas estas fuerzas P actúan en el tercio medio, los esfuerzos son de compresión. A partir del esquema puede entenderse que difícilmente bajo la acción de cargas verticales pueden generarse esfuerzos de tensión; el caso sería cuando Q alcanzara un valor tan grande que al transmitirse P_1 a la segunda dovela, ésta por su magnitud consiguiera que P_3 saliera del tercio medio. Por lo anterior, puede decirse que el caso crítico de las tensiones aparece en general, ante la acción de fuerzas horizontales y ante la variación en la posición de los apoyos.



**ARCO INESTABLE
FIGURA 1.3**

En la figura anterior, el arco se encuentra articulado y para conseguirlo ha sido necesario que pierda su forma original. Se ha articulado en B y en D por extradós y en C por intradós que es en donde actúa la carga Q. En los arcos construidos en mampostería, es común que se articulen, es la forma de liberar energía antes del colapso; por ejemplo, cuando aumenta la luz, el arco se articula en la clave comenzando por intradós y en los apoyos por extradós y en el caso contrario cuando disminuye la luz, la articulación en la clave se genera por extradós y las de los apoyos por intradós.

Este principio de la forma, ha llevado a diseños en los cuales, la parte superior de los mismos arcos es protegida con material y aunque esto representa una carga adicional, el efecto que se genera es el de confinar la geometría del arco.

Cabe mencionar, que se dice inestable puesto que el número de ecuaciones que proporciona la Estática, más las condiciones de momento nulo en las articulaciones, es superior al número de reacciones en los apoyos. De ser iguales estos números, (arco triarticulado), la estructura sería isostática y para el caso en el cual sea menor, entonces los arcos serán hiperestáticos.

Por lo anterior, cuando se piensa en levantar un arco, la mejor manera de realizarlo es levantarlo por los apoyos con fuerzas cuyas direcciones sean aproximadamente iguales a las de las reacciones en los apoyos. Rigurosamente, se estará sustituyendo con fidelidad la función de los apoyos, por lo que el comportamiento estructural será, en términos prácticos, invariable en relación al que se tenía cuando se encontraba sobre sus propios apoyos.

Aunque estructuralmente representa una solución inmejorable, desde el punto de vista constructivo, se puede tener reservas para implantarle, pues las preparaciones para sustituir a los apoyos implican un daño a los arcos y las maniobras para conseguir levantarles, una precisión que difícilmente es posible lograr.

Otra manera de levantar un arco es utilizando un elemento que tenga la forma fiel de la traza del mismo, así la forma se mantendrá, aunque cabe aclarar que el comportamiento estructural cambia considerablemente, pues se genera una redistribución de esfuerzos, los cuales son distintos a los que se tenían cuando el arco se encontraba sobre sus propios apoyos.

El elemento al que se alude en el párrafo anterior, es justamente una *cimbra* a la que se le llama cercha y puede construirse en cualquier material, aunque la preferencia la tienen el acero y la madera.

El inconveniente estructural al utilizar este sistema de cerchas, es cuando han levantado al arco, éstas reciben las componentes del peso y de la carga en la dirección normal a su superficie y en el sentido que va hacia el centro de la curva; esto significa que las componentes tangenciales a la cercha se traducirán en esfuerzos de tensión que deberán soportar los arcos, sumándose después del apoyo secuencialmente hasta la clave. De esta manera, mientras menor sea la flecha del arco, dichas fuerzas serán menores, pudiendo alcanzar valores insignificantes; pero en tanto que el claro sea menor y la flecha mayor, el caso es contrario.

De lo expuesto antes, se desprende que al utilizar un sistema de cerchas para levantar un arco se inducen fuerzas que se traducen en tensiones que para el caso de la mampostería no son deseables, más aún, es muy probable que ocasionen daños al arco.

Los daños, invariablemente, serán en las juntas entre las piezas de mampostería, de modo que son fácilmente reparables; además, la propia cercha es capaz de retener el elemento separado, toda vez que éste no deslice, por lo cual, se puede establecer que el sistema puede ser satisfactorio en algunos casos.

Es posible establecer, que en algunas ocasiones los arcos pueden ser capaces de resistir tales esfuerzos de tensión, pues como ya se indicó, éstos bajo claras circunstancias alcanzan valores relativamente pequeños; desafortunadamente es algo difícil de determinar *a priori*, no obstante el conocimiento adecuado de las acciones establecer la resistencia a la tensión de las juntas es un callejón sin salida debido a la incertidumbre para determinar tanto un valor resistente como un área efectiva de tensión. Cabe mencionar, que este problema, en otros materiales puede ser resuelto suponiendo valores que aunque inciertos, entendidos dentro de determinados rangos, por lo que en esos casos se justifica realizar suposiciones, independientemente del carácter conservador o aventurado de las mismas, siempre que se localicen dentro de determinadas cotas.

El caso particular de restauración que se plantea lo utilizó debido a que los posibles daños ocasionados por el levantamiento eran fácilmente reparables y debido a que se levantaría una altura dentro de un orden milimétrico, lo cual, a pesar de la presencia de algún daño, permitiría liberar la columna central satisfactoriamente y toda vez que se construyera la nueva, entonces se repararían las piezas separadas, aprovechando dicha actividad para alinearlas correctamente.

En otro caso, en el que se pensara en levantar una mayor altura tendría que restringirse el deslizamiento de las dovelas separadas utilizando, naturalmente, algún tipo de apoyo, o bien, categóricamente soportándoles.

Otra manera de levantar un arco puede ser utilizando una carga puntual en alguna parte. Esta práctica, sin duda, puede ser tachada como inadmisibles debido a que puede ocasionar el colapso de la estructura y una lista de daños innecesarios en la misma

1.5.2 Necesidades y concepto de la herramienta de recuperación

Liberar y restituir la columna central, demandaba utilizar un soporte provisional para el cuerpo de los arcos que tuviera la característica de permitir la recuperación geométrica de los mismos.

Para soportar los arcos se decidió utilizar un sistema de cerchas provisto de un material elástico que por una parte protegiera la cantera y por la otra ayudara a transmitir en forma homogénea el peso de los éstos a las cerchas. Estas cerchas, se decidió, construirlas de acero debido a la facilidad, tanto para desarrollar el trabajo como para incorporarles a una estructura capaz de soportarles en adición al peso de los arcos. Debido a la inclinación que presentaban los arcos era preciso que dichas cerchas tuvieran cierta libertad para inclinarse ligeramente y para tomar la vertical paulatinamente, de modo que se decidió soportarles con péndolas metálicas, las cuales también servirían para levantar milimétricamente los arcos. Estas péndolas debían estar en número considerable, pues en la medida en que existe un número razonable de ellas las maniobras son seguras y controlables.

Las péndolas debían transmitir su carga a una estructura apoyada únicamente en los extremos norte y sur de la avenida, con el objeto de respetar el paso vehicular. Considerando la simetría era prudente proponer dos marcos metálicos, uno a cada lado de los arcos (oriente-poniente) y teniendo en cuenta el hecho de tener que incorporar las péndolas, la decisión apuntaba a una estructura en celosía. Adicionalmente, cabe mencionar que se realizó en celosía debido a que este tipo de estructuras son muy eficientes desde el punto de vista de la relación entre el peso y la carga y en general, se pueden lograr diseños en los que las deformaciones sean muy pequeñas sin necesidad de utilizar mucho material. Pero el discriminante mayor era la necesidad de plantear una estructura automontable pues en ese momento no era fácil pensar en la utilización de una grúa debido a lo pequeño del lugar y a la oposición por parte de los afectados a utilizar un equipo de esta naturaleza.

Los dos marcos metálicos en celosía que soportarían las cerchas mediante péndolas requerían contemplar otra situación. Ésta era la de devolver los arcos a su posición original, para lo cual era necesario que pudieran trasladarse de oriente a poniente, de manera

que se pensó en realizar una estructura apoyada en ejes móviles. Sin embargo, considerando que esto sólo constituía una maniobra y no el conjunto de actividades a desarrollar mientras los arcos debían estar arriba, entonces, se decidió que durante una etapa estuvieran fijos y durante otra fueran efectivamente móviles, así que se optó por utilizar un sistema de anclas que habrían de liberarse para permitir el movimiento de la estructura.

2. ESTUDIOS PREVIOS

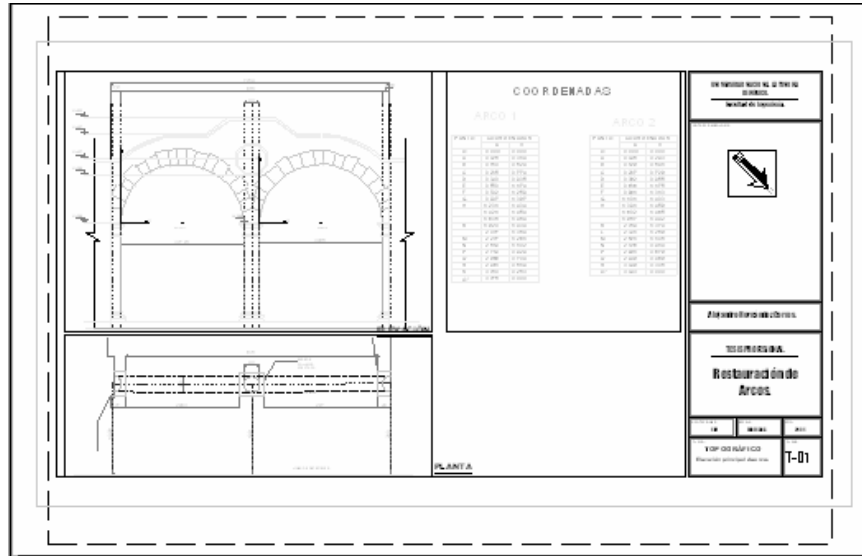
2.1 Introducción

Todo trabajo de restauración demanda una etapa de investigación previa a la realización de los trabajos, de ella se desprenderá la naturaleza de la solución, las características de la misma incluyendo los detalles finos, su economía y prosperidad como tal. En términos de restauración, conviene realizar investigaciones de carácter histórico, arquitectónico, y de Ingeniería dentro de los más destacados puntos a tratar, de manera que se obtenga una etapa de descripción, seguida de otra de conceptualización a partir de la cual debe integrarse otra de realización de estudios para finalmente definir el diseño de la solución al problema de restauración del cual se trate y pueda entonces llevarse al plano fáctico. En el cuerpo del presente capítulo se presenta el desarrollo de los estudios de Topografía, Mecánica de Suelos e Identificación de materiales, aunque este último en forma somera.

2.2 Topografía

La topografía del lugar se realizó con el propósito de conocer la situación de la estructura después del siniestro, a fin de poder definir en términos dimensionales la restauración de los arcos y la geometría de la estructura de recuperación, tanto desde el punto de vista de la posición de sus apoyos como de las dimensiones generales de los elementos de soporte.

Plano topográfico 1



El levantamiento planimétrico, permitió conocer las dimensiones de los arcos, especialmente las de la columna central y la ubicación de los principales detalles involucrados con la restauración; asimismo, dentro de ese mismo estudio, se descubrió que las bases de las tres columnas no se encontraban alineadas; es decir, la base de la columna central se encontraba 2 centímetros desplazada hacia el lado oriente (ver plano T-01, *Elevación principal de arcos*) desde antes del accidente. Por otra parte, el apoyo sur de los arcos (apoyo I de los arcos) se desplazó 4 centímetros hacia el oriente producto del impacto. Dicho desplazamiento se puede apreciar con claridad en la fotografía 2.1. Así también, se detectó que el eje longitudinal de los arcos no era una línea recta, sino una curva cuya flecha en el eje transversal del apoyo central es de 3 centímetros.



DESPLAZAMIENTO DEL APOYO I DE LOS ARCOS
(FOTOGRAFÍA TOMADA DESDE EL LADO ORIENTE)
FOTOGRAFÍA 2.1

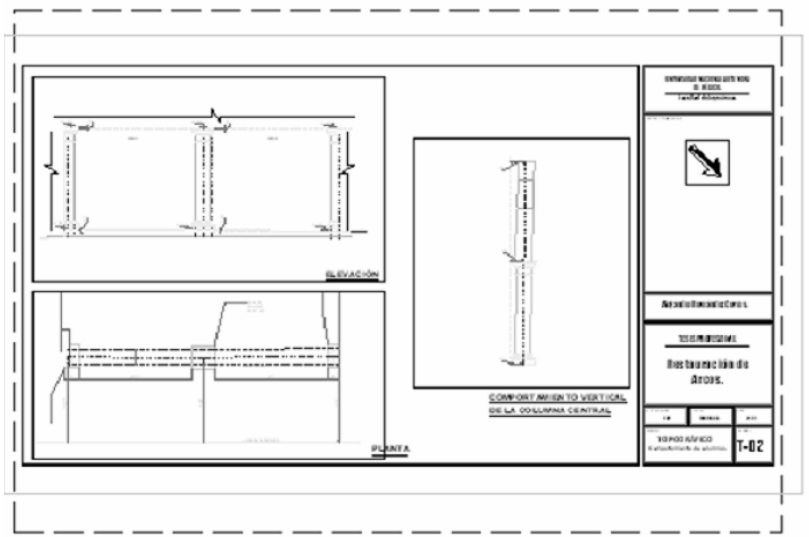
Considerando, que las marcas de las piezas de la columna eran céntricas es posible pensar que inicialmente la columna central tenía un desplome de 1 centímetro. Al recibir el impacto, el apoyo central alcanzó los 5 centímetros en relación a la horizontal, lo cual implica que rigurosamente se desplazó 2 centímetros, imprimiéndole un desplome de dicha magnitud a la columna (ver fotografía 2.2).

Adicionalmente, el cuerpo de los arcos también observó un desplome de 4 centímetros en la parte central (Ver Plano T – 02), parte del cual puede deducirse que ya existía. Incidentalmente, cabe hacer notar que el desplome total de los arcos fue de 9 centímetros.



DESPLOME DE LA COLUMNA CENTRAL
(FOTOGRAFÍA TOMADA DESDE EL LADO ORIENTE)
FOTOGRAFÍA 2.2

Plano topográfico 2



Desde el punto de vista altimétrico se realizó un levantamiento detallado de la traza de cada arco a fin de poder construir adecuadamente las cerchas (ver plano T-01); no obstante, la costumbre de utilizar negativos al carbón en este tipo de obras.

Únicamente fue necesario utilizar negativos al carbón para levantar, con todo detalle, las características de la junta de la pieza central que apoya en la columna central, con el objeto de poderles reproducir fielmente una vez que se volviera a montar la pieza al terminar la sustitución de la columna.

Con base en los resultados anteriores, se decidió que la nueva columna se colocara sobre un mismo eje con las otras dos y que el cuerpo de los arcos quedara completamente vertical y en su justa ubicación, de modo que finalmente, el apoyo central de los mismos quedara con una excentricidad de 3 centímetros hacia el oriente.

En forma adicional, se decidió que los apoyos de la estructura de recuperación se podrían colocar a 2.54 metros de la columna central para el caso del lado norte y 2.25 metros para el caso del lado sur, con el propósito de restringir lo menos posible el ancho de calzada por la cual circulan los automóviles.

La información recaudada del levantamiento topográfico se encuentra en los planos topográficos a los cuales se ha hecho referencia.

Cabe mencionar, que ha sido por conveniencia del presente trabajo, en atención a manejar en forma más simple la información, denominar “apoyo sur” al apoyo I, “apoyo norte” al apoyo II y “lados oriente y poniente” a partir de lo anterior, sin embargo, la orientación real es como se muestra en los planos anexos.

2.3 Mecánica de Suelos

La Mecánica de Suelos se desarrolló con el propósito de conocer las características mecánicas del terreno; a fin de determinar el diseño geotécnico adecuado de la cimentación de la estructura de recuperación, tanto desde el punto de vista de resistencia como desde el de servicio.

2.3.1 Reconocimiento del subsuelo

El predio se localiza en la Zona de Lomas, Zona I del reglamento de construcciones para el D. F. (Ref. 2), y presenta una estratigrafía en los primeros metros de profundidad, similar a la de la Zona de Transición, aunque en espesores considerablemente menores a lo común en esa zona para después constituirse por materiales típicos de la Zona I.

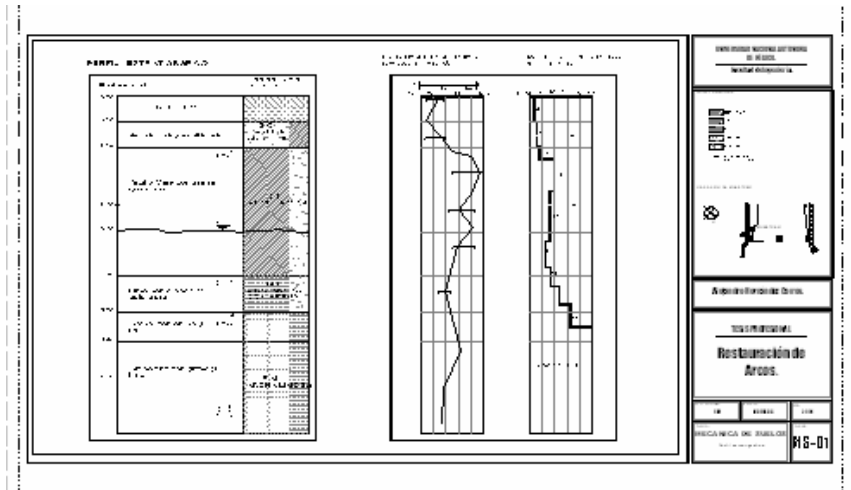
De acuerdo con las referencias 16 y 17, los depósitos típicos de la Zona de Transición, aunque muy variables, en general, son arcillosos o limosos en la superficie, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes predominantemente de arena y grava. Para el caso en particular a partir de los 4.3 metros de profundidad, se presentan características típicas de la Zona de Lomas, que en general, están caracterizadas por arenas y gravas, por lo que adicional a su ubicación, se le clasifica como Zona de Lomas.

A partir del sondeo efectuado (Ver plano MS – 1), pudo verificarse que la estratigrafía estaba compuesta por un manto superficial constituido en dos capas, la primera es un relleno heterogéneo deleznable que se encuentra inmediatamente por debajo del empedrado y la segunda constituida por arcilla con arena. Subyaciendo a esta capa de material, se localizó otra de 3.2 metros de espesor, constituida por arcilla con arena gris clara, en la cual, a la profundidad de 3.0 metros se localiza el nivel de aguas freáticas (NAF). Posteriormente otra capa de material de 1.5 metros de espesor constituida por limo con arena fina. Después, se encontró un estrato de 0.60 metros de espesor de grava con arena y limo. Finalmente, un estrato muy resistente de arena con grava y limo.

2.3.2 Exploración del suelo

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal (Ref. 2), establece que debe realizarse un sondeo por cada 80 metros o fracción del perímetro para las Zonas I y II, de manera que se planteó realizar un sondeo mixto a una profundidad de 8 metros aproximadamente y la realización de calas que permitieran conocer las dimensiones de la cimentación de la columna central.

Plano mecánica de suelos ms – 1



En el sondeo mixto se utilizó un equipo de perforación de tipo rotatorio, con motor diesel y sistema hidráulico de hincado. Con él, se llevó a cabo la recuperación alternada de muestras del tipo alterado e inalterado; las primeras mediante la técnica conocida como ensaye de penetración estándar y las segundas, mediante muestreadores de pared delgada (tubo Shelby).

El ensaye de penetración estándar utiliza la herramienta conocida como penetrómetro - estándar, que al tiempo que recupera las muestras, permite medir la resistencia a la penetración del suelo, la que se define como el número de golpes que se deben aplicar con un martillo de 64 kilogramos de peso y caída libre de 76 centímetros, para alcanzar una penetración de 30 centímetros.

Las calas para determinar las dimensiones de la base de la columna central se realizaron, debido a la presencia del empedrado, con una punta metálica, a fin de conocer las dimensiones en planta de la base de la columna y la profundidad de desplante de la misma. Posteriormente se corroboraron con una pequeña excavación en la arista sur-poniente de la columna.

2.3.3 Ensayes de laboratorio

Las muestras obtenidas del sondeo se trasladaron al laboratorio, donde inicialmente se clasificaron en forma visual, para enseguida ejecutar los ensayos índice y posteriormente los de resistencia y deformación (compresión simple, compresión triaxial del tipo no consolidada - no drenada).

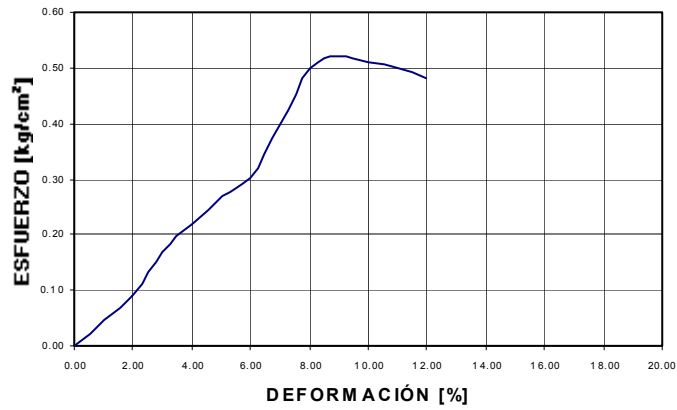
A continuación se muestran los resultados de las pruebas de acuerdo con lo establecido en el plano MS – 1.

- **Profundidad 1.00 m.**

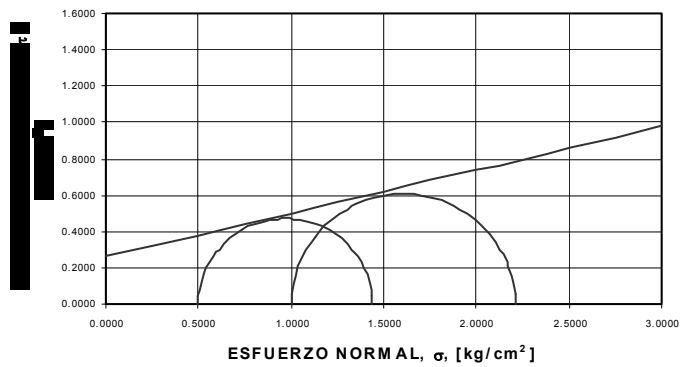
Densidad de Sólidos Ss.	Contenido de Agua [%]	Relación de Vacíos.	Deformación Unitaria.
2.50	22	1.10	9.09

Resistencia a la compresión.	Pes húmedo [kg m ³]	Pes seco [kg m ³]	S JCS
0.52	1456	1190	SC

COMPRESIÓN SIMPLE



CÍRCULOS DE FALLA DE MOHR



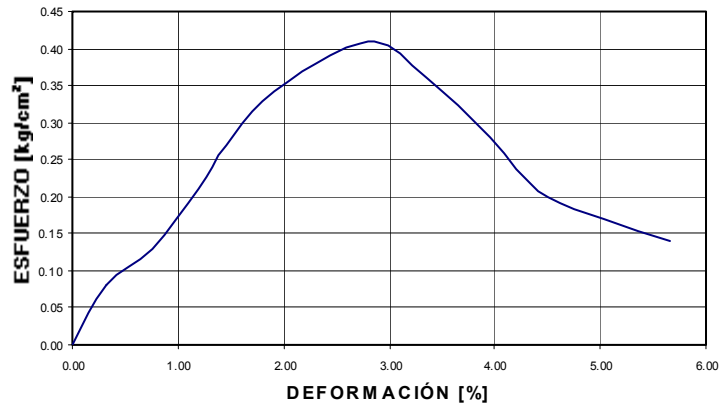
PROF.	COHESIÓN	ÁNGULO FRICC.
1.00 m	0.26 kg / cm ²	14°

- Profundidad 2.50 m.

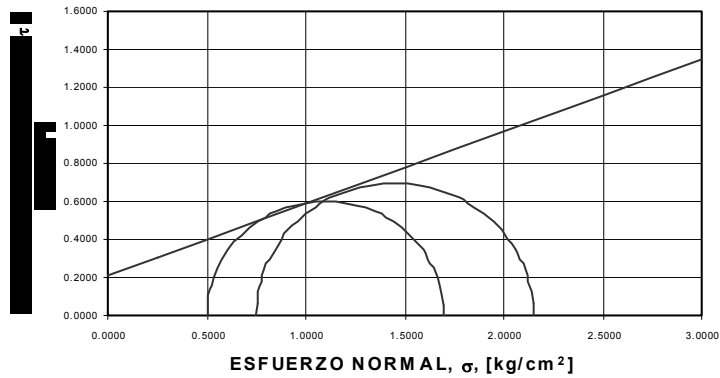
Densidad de Sólidos	Contenido de Agua [%]	Relación de Vacíos	Deformación Unitaria
2.52	47	1.27	2.83

Resistencia a la compresión	Peso húmedo [kg m ³]	Peso seco [kg m ³]	SUCS
0.41	1630	1111	OH

COMPRESIÓN SIMPLE



CÍRCULOS DE FALLA DE MOHR



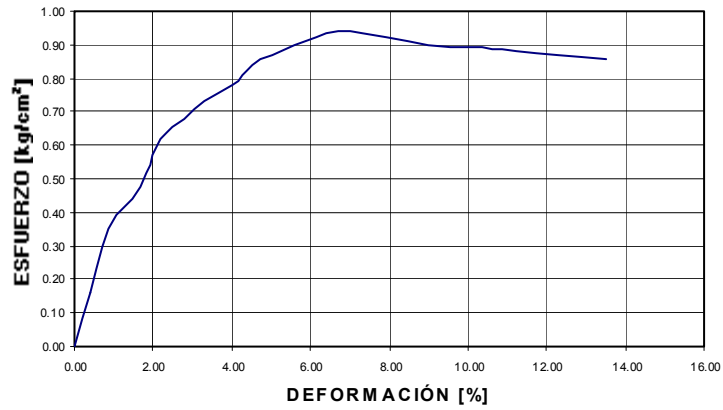
PROF.	CO CESIÓN	AN G. FRICC.
2.50 m	0.21 kg / cm ²	21°

- Profundidad 7.00 m.

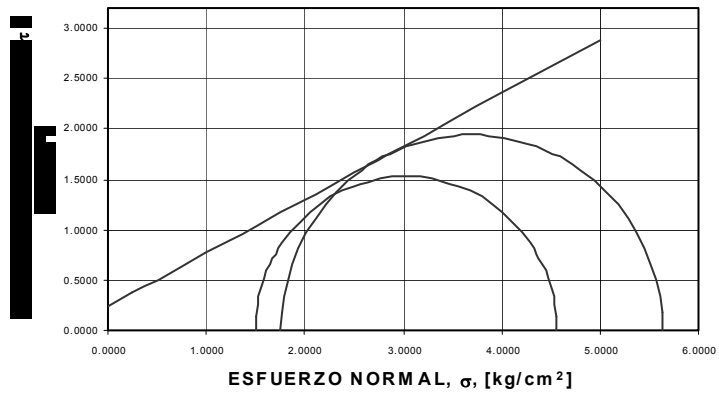
Densidad de Sólidos Ss.	Contenido de Agua [%]	Relación de Vacíos.	Deformación Unitaria.
2.59	33	1.09	6.70

Resistencia a la compresión.	Peso húmedo [kg m ³]	Peso seco [kg m ³]	SUCS
0.94	1651	1239	SM

COMPRESIÓN SIMPLE



CÍRCULOS DE FALLA DE MOHR



PROF.	COESIÓN	ÁNGULO DE FRICCIÓN
7.00 m	0.24 kg / cm ²	28°

Es importante mencionar, que no se presentaron los resultados de las pruebas granulométricas debido a que el estrato de mayor interés esta constituido preponderantemente por material cohesivo y para el caso de las pruebas de compresibilidad, únicamente se presentaron los resultados de una prueba practicada a la profundidad de 2.5 m por el mismo interés de conocer dicho estrato, los cuales, en resumen, son:

Profundidad de Sólidos (Ss).	Relación de Vacíos inicial	Contenido de agua	
		Inicial [%]	Final
2.55	1.42	39	44

Grado de saturación		L I M I T E	
Inicial [%]	Final	Líquido	Plástico
71	103	53	32

Carga de pruebas. [kg / cm ²]	Coc. Compres [cm / kg]	Pes. vol [kg / m ³]	Pres. para av [kg / cm ²]
1.49	0.124	1468	0.188

La curva relación de vacíos contra logaritmo de la presión aplicada, correspondiente a esta prueba presenta una forma típica a partir de los datos presentados y desciende hasta el punto de coordenadas (4 kg / cm², 1.05) a partir del cual la curva retorna en forma prácticamente recta hasta el punto (0.1 kg / cm², 1.09)

2.3.4 Diseño geotécnico

○ **Lineamientos generales**

Con el objeto de evitar cualquier tipo de problema debido a la capa superficial de relleno, los cimientos de concreto para los apoyos de la estructura de recuperación se desplantarán a una profundidad no menor a 1.20 m incluyendo una plantilla de 5 cm de concreto de baja resistencia a la compresión ($100 - 150 \text{ kg / cm}^2$). La capacidad de carga de la cimentación no excederá las 8 t / m^2 . El tipo de suelo es el que corresponde a la zona II, pero en espesores mucho más reducidos que los que normalmente se localizan en esa zona, de manera que se tomará el coeficiente sísmico de acuerdo con la ubicación del inmueble que se localiza en la Zona I. La estructura pertenece al grupo B, por lo que el coeficiente sísmico es de acuerdo con el artículo 206 del reglamento de construcciones para el Distrito Federal: $c = 0.16$. El factor de reducción por comportamiento sísmico $Q = 2$. Finalmente, el coeficiente sísmico reducido es $c_r = 0.08$.

○ **Propuesta de cimentación**

Se propone resolver la cimentación con dos apoyos de concreto cuyas dimensiones, de acuerdo con las posibilidades del sitio, en planta son:

- Apoyo I: Ancho (B) = 0.85 m; Largo (L) = 4.50 m
- Apoyo II: Ancho (B) = 0.60 m; Largo (L) = 6.00 m

○ **Estimación de cargas**

- Carga Muerta: Peso de los arcos soportado
Peso de la estructura de recuperación.
Peso de los cimientos.

$$W_{\text{arcos}} = 7.5 \text{ t}$$

$$W_{\text{estru}} = 3.0 \text{ t}$$

$$W_{\text{cim}} = (1.20)(0.85)(4.50)(2.4 \text{ t / m}^3) = 11.0 \text{ t} +$$

$$(1.20)(0.60)(6.00)(2.4 \text{ t / m}^3) = 10.4 \text{ t}$$

$$\text{Carga Muerta (C. M.)} = 31.9 \text{ t}$$

- Carga Viva: 100 kg / péndola = 2.0 t
- C. M. + C. V. = 33.9 t
- Carga factorizada: (1.4)(33.9 t) = 47.5 t

○ **Revisión por falla (CM + CV) para el apoyo I**

Debido a las características del estrato en la profundidad a la cual se desplanta el cimiento puede considerarse como un suelo cohesivo para el cual son representativos los parámetros obtenidos en el sondeo a 2.50 m de profundidad. Teniendo lo anterior en cuenta puede tenerse en relación a la desigualdad que propone el reglamento:

- Suma de cargas factorizadas (1 apoyo) = 23.75 t
- Área del cimiento = (0.85 m)(4.50 m) = 3.825 m²
- Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = (1.6 t / m³)(1.20 m) = 1.92 t / m²
- Cohesión determinada con prueba UU = 2.1 t / m²
- (Nc) Coeficiente de capacidad de carga considerando Df/B = 1.41 y B / L = 0.19, de modo que Nc = 7.20

$$\text{Presión actuante} = 23.75 \text{ t} / 3.825 \text{ m}^2 = 6.21 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\text{Presión resistente} = (2.1)(7.20)(0.35) + 1.92 = 7.21 \text{ t} / \text{m}^2$$

Al ser mayor la presión resistente del suelo puede concluirse que el diseño del apoyo I, de acuerdo con esta combinación de carga es seguro desde el punto de vista de la falla.

○ **Revisión por falla (CM + CV) para el apoyo II**

Debido a las características del estrato en la profundidad a la cual se desplanta el cimiento, se puede considerar como un suelo cohesivo para el cual son representativos los parámetros obtenidos en el sondeo a 2.50 m de profundidad. Teniendo lo anterior en cuenta puede tenerse en relación a la desigualdad que propone el reglamento de construcciones para el Distrito Federal (Ref. 2):

- Suma de cargas factorizadas (apoyo II) = 23.75 t
- Área del cimiento = (0.6 m)(6.00 m) = 3.6 m²
- Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo = (1.6 t / m³)(1.20 m) = 1.92 t / m²
- Cohesión determinada con prueba UU = 2.1 t / m²
- (Nc) Coeficiente de capacidad de carga, considerando Df/B = 2.0 y B / L = 0.10, de modo que Nc = 7.83

$$\text{Presión actuante} = 23.66 \text{ t} / 3.6 \text{ m}^2 = 6.60 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\text{Presión resistente} = (2.1)(7.83)(0.35) + 1.92 = 7.67 \text{ t} / \text{m}^2$$

Al ser mayor la presión resistente del suelo se puede concluir que el diseño del apoyo II, de acuerdo con esta combinación de carga es seguro desde el punto de vista de la falla.

El análisis de la combinación de carga que incluye las acciones de carácter accidental, se revisará con las reacciones que se obtengan del análisis estructural.

o **Rigidez del apoyo I**

El centroide de la sección es para el apoyo I:

$$y = 0.60 \text{ m}$$

El momento de inercia centroidal es:

$$I = (1/12)(85 \text{ cm})(120 \text{ cm})^3 = 12\,240\,000 \text{ cm}^4$$

Para un concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 200 \text{ kg} / \text{cm}^2$ puede suponerse un módulo de elasticidad de $8000 (f'_c)^{1/2}$ para cargas permanentes, de manera que se tiene:

$$E = 8000 (200)^{1/2} = 113\,000 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Por lo tanto, el producto EI para el apoyo I vale:

$$EI = 1.38 \times 10^{12} \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Considerando un módulo de reacción del suelo de 1.3 de acuerdo con la referencia 24 $ks_1 = 1.3 \text{ kg} / \text{cm}^3$ y de acuerdo con la

ecuación de Terzaghi (Ref. 24) este módulo puede corregirse con la expresión $k_s = k_{s_1} / B$; en la que el ancho del cimiento debe proporcionarse en pies, de manera que $k_s = 1.3/2.8 = 0.46$.

Adicionalmente debe reducirse por tratarse de arcillas multiplicándole por 0.25 y queda $k_s = 0.12 \text{ kg / cm}^3$.

Aplicando el criterio $\lambda L = [(bksL^4)/(4EI)]^{1/4} < \pi/2$ se tiene:

$$\lambda L = \{[(85)(0.12)(450)^4]/[(4)(1.38 \times 10^{12})]\}^{1/4} = 0.5247$$

$0.5237 < \pi/2$ por lo tanto, se trata de una cimentación rígida y puede diseñarse, de acuerdo con la misma referencia, para flexión tomando: $M = \omega L^2/8$ y teniendo en cuenta que es un valor máximo positivo y negativo en el extremo y en el centro del claro.

De acuerdo con lo anterior, para este caso se tomará M como valor de diseño para el cálculo del área de acero necesaria tanto para el lecho superior como para el inferior.

○ **Rigidez del apoyo II**

El centroide de la sección es para el apoyo II:

$$y = 0.60 \text{ m}$$

El momento de inercia centroidal es:

$$I = (1/12)(60\text{cm})(120\text{cm})^3 = 8\,640\,000 \text{ cm}^4$$

Para un concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 200 \text{ kg / cm}^2$ puede suponerse un módulo de elasticidad de $8000 (f'_c)^{1/2}$ para cargas permanentes, de manera que se tiene:

$$E = 8000 (200)^{1/2} = 113\,000 \text{ kg / cm}^2$$

Por lo tanto, el producto EI para el apoyo II vale:

$$EI = 9.76 \times 10^{11} \text{ kg / cm}^2.$$

Considerando un módulo de reacción del suelo de 1.3 de acuerdo con la referencia 24 $ks_1 = 1.3 \text{ kg / cm}^3$ y de acuerdo con la ecuación de Terzaghi, ahí mismo propuesta, este módulo puede corregirse con la expresión $ks = ks_1 / B$; en la que el ancho del cimiento debe proporcionarse en pies, de manera que $ks = 1.3/2 = 0.65$. Adicionalmente debe reducirse por tratarse de arcillas multiplicándole por 0.25 y queda $ks = 0.16 \text{ kg / cm}^3$.

Aplicando el criterio $\lambda L = [(bksL^4)/(4EI)]^{1/4} < \pi/2$ se tiene:

$$\lambda L = \{[(60)(0.16)(600)^4]/[(4)(9.76 \times 10^{11})]\}^{1/4} = 0.7513$$

$0.7513 < \pi/2$ por lo tanto, se trata de una cimentación rígida y puede diseñarse, de acuerdo con la referencia 24, para flexión tomando: $M = \omega L^2/8$ y teniendo en cuenta que es un valor máximo positivo y negativo en el extremo y en el centro del claro.

De acuerdo con lo anterior, para este caso se tomará M como valor de diseño para el cálculo del área de acero necesaria tanto para el lecho superior como para el inferior.

o **Revisión por asentamientos (apoyo I)**

Para revisar los estados límite de servicio se considerará la siguiente expresión:

$$\Delta p = q B (1 - \nu^2) f_i / E$$

En donde: Δp = Deformación a corto plazo en una esquina del área cargada.
 q = Carga uniformemente repartida.
 B = Ancho del cimiento.
 ν = Relación de Poisson.
 f_i = factor de influencia.
 E = Módulo de Elasticidad.

- Para el apoyo I $q = 6.21 \text{ t / m}^2$, $B = 0.425 \text{ m}$ (el cálculo se realiza en el centro del cimiento), $\nu = 0.3$, $f_i = 1.71$ ($L/B = 5.3$, cimentación rígida), $E = 5000 \text{ t/m}^2$.

$$\Delta p = (6.21)(0.425 \text{ m})(1 - (0.3)^2)(1.71)(1 / 5000)$$

$$\Delta p = (0.0008 \text{ m})(4)(100 \text{ cm} / 1 \text{ m}) = 0.33 \text{ cm}$$

$\Delta p / L = 0.33 \text{ cm} / 663 \text{ cm} = 0.0005 < 0.006$, por lo tanto la cimentación es apropiada.

- Para el apoyo II $q = 6.60 \text{ t} / \text{m}^2$, $B = 0.30 \text{ m}$ (el cálculo se realiza en el centro del cimiento), $\nu = 0.3$, $f_i = 2.10$ ($L/B = 10.0$, cimentación rígida), $E = 5000 \text{ t} / \text{m}^2$.

$$\Delta p = (6.57)(0.30 \text{ m})(1 - (0.3)^2)(2.10)(1 / 5000)$$

$$\Delta p = (0.0008 \text{ m})(4)(100 \text{ cm} / 1 \text{ m}) = 0.30 \text{ cm}$$

$\Delta p / L = 0.30 \text{ cm} / 663 \text{ cm} = 0.0005 < 0.006$, por lo tanto la cimentación es apropiada.

Entre ambos cimientos, puede verse que el asentamiento inmediato es sumamente similar, de manera que no se espera ninguna clase de hundimiento diferencial entre ambos cimientos, por otra parte, como ya se indicó, el asentamiento por cimiento, debido a que éstos son rígidos, es uniforme, de manera que se espera un excelente comportamiento de la cimentación cuando la estructura de recuperación actúe. Adicionalmente, se revisarán los asentamientos a largo plazo, aunque se pretende realizar los trabajos de recuperación en un lapso de 16 semanas, es claro que éste puede ser superado por situaciones imponderables ahora.

- Para el apoyo I $q = 6.21 \text{ t} / \text{m}^2$, $x = 0.425 \text{ m}$ $y = 2.250 \text{ m}$ (el cálculo se realiza en el centro del cimiento), y la profundidad de análisis será 2.70 m, pues ahí es el centro del estrato en cuestión, de manera que se tiene, utilizando ábacos de las referencias 16 y 17:

$$m = x / z = 0.425 / 2.70 \text{ m} = 0.16$$

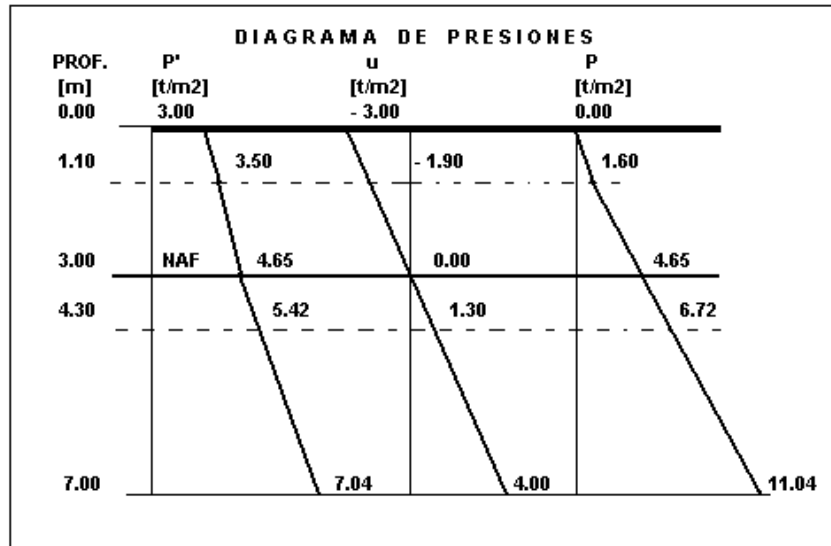
$$n = y / z = 2.250 / 2.70 \text{ m} = 0.83$$

$$\omega_0 = 0.035$$

$$\sigma_z = (0.035)(6.21)(4) = 0.87 \text{ t} / \text{m}^2$$

$$\sigma_z = 0.87 \text{ t} / \text{m}^2$$

A continuación se determina el diagrama de presiones efectivas y totales, de donde se obtienen los valores a la profundidad de interés, ya sea calculándoles directamente o por interpolación entre los escritos.



**DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES
FIGURA 2.1**

Prof. [m]	σ [t/m ²]	z [t/m ²]	σ' [t/m ²]	P' [kg/cm ²]
2.70	3.86	0.87	4.73	0.473

Teniendo los valores del esfuerzo inicial y del esfuerzo final, se puede proceder a consultar la curva de consolidación para determinar Δe correspondiente, o bien, utilizar el procedimiento propuesto por Terzaghi en el que Δe se puede determinar mediante la expresión:

$$\Delta e = C_c \log_{10} (P_1 / P_0)$$

Recordando que el índice de compresibilidad C_c puede obtenerse a partir de la expresión: $C_c = 0.009 (LL - 10)$.

A partir de los datos de la prueba de compresibilidad a la profundidad de 2.5 m, expuestos en la página 55, la relación de vacíos inicial es igual a 1.42 y el límite líquido es igual a 53, se puede escribir:

$$C_c = 0.009 (53 - 10)$$

$$C_c = 0.3870$$

$$\Delta e = 0.3870 \log_{10} (4.73 / 3.86)$$

$$\Delta e = 0.0342$$

$$\Delta H = \Delta e / (1 + e_0)$$

$$\Delta H = 0.0342 / (1 + 1.42)$$

$$\Delta H = 0.0141 \text{ m} = 1.41 \text{ cm}$$

Cabe hacer notar que el resultado de 1.4 cm, puede reducirse hasta el 70%, es decir, aproximadamente 1.0 cm, atendiendo el hecho de que la cimentación es rígida. De cualquier forma, el valor de la deformación es muy pequeño, por lo cual se acepta el diseño desde el punto de vista de los asentamientos.

○ **Conclusiones**

El asentamiento inmediato de la estructura será del orden de 3 milímetros para ambos apoyos, de manera que no se espera que exista un asentamiento diferencial perceptible, sin embargo, este valor deberá cuidarse cuando se levanten los arcos, así que será indispensable revisar continuamente este valor y tomar la precaución de levantar los arcos cuando menos 6 milímetros de sus apoyos con el objeto de garantizar que en todo momento todos los puntos, una vez levantados los arcos, permanezcan soportados por la estructura de recuperación. En caso de permanecer levantados más tiempo del previsto deberá de mantenerse la revisión continua de la elevación de los arcos. Lo anterior podrá llevarse a cabo consultando el banco de nivel establecido por los topógrafos y habrá de cotejarse con la elevación de los arcos respecto de sus apoyos. En cuanto a la revisión de la combinación de carga que incluye la sollicitación sísmica, ésta se revisará en el capítulo posterior con los resultados del análisis.

○ **Revisión del apoyo de la columna central**

- Estimación de la carga.

Carga sobre la columna central = 5.0 t (Ver capítulo 3)
 Peso de la columna = $(0.25)(3.1416)(0.4)^2(2.52)(2.5) = 0.78$ t
 Factor por accesorios = $(1.2)(0.78) = 0.9$ t
 Peso de la cimentación = $(0.72 + 2.92) = 3.6$ t
 Peso del terreno sobre el cimientto = 3.8 t
 Peso total = 13.30 t

- Estimación de acciones sísmicas.

$F_{s1} = (0.08)(5.0) = 0.40$ t ; aplicada a 4.78 m de la base.
 $F_{s2} = (0.08)(0.9) = 0.07$ t ; aplicada a 2.46 m de la base.
 $F_{s3} = (0.08)(2.9) = 0.23$ t ; aplicada a 0.18 m de la base.
 $F_{s3a} = (0.08)(0.7) = 0.06$ t ; aplicada a 0.79 m de la base.

- Cálculo de la resultante.

$\Sigma M = F_{s1}d_1 + F_{s2}d_2 + F_{s3}d_3 + F_{s3a}d_{3a}$
 $\Sigma M = (0.40)(4.78) + (0.07)(2.46) + (0.23)(0.18) + (0.06)(0.79) = 2.17$ tm.

$\Sigma F = F_{s1} + F_{s2} + F_{s3} + F_{s3a}$
 $\Sigma F = 0.45 + 0.07 + 0.23 + 0.06 = 0.76$ t.

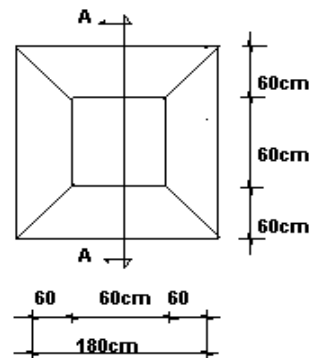
$d_R = 2.17$ tm / 0.76 = 2.85m

$\tan \alpha = 13.30$ t / 0.76 t = 17.50
 $\alpha = 86.72^\circ$; $\beta = 3.28^\circ$
 $e = d_R \tan \beta = (2.85)(0.057) = 0.16$ m

- Cálculo del área reducida por excentricidad.

$B' = B - 2e$; $L' = L - 2e$
 De acuerdo con las figuras 2.2 y 2.3;
 $B = 1.80$ m; $L = 1.80$ m.

Considerando la misma excentricidad para ambas direcciones, se tiene:
 $B' = 1.80$ m – $2(0.16) = 1.48$ m



PLANTA

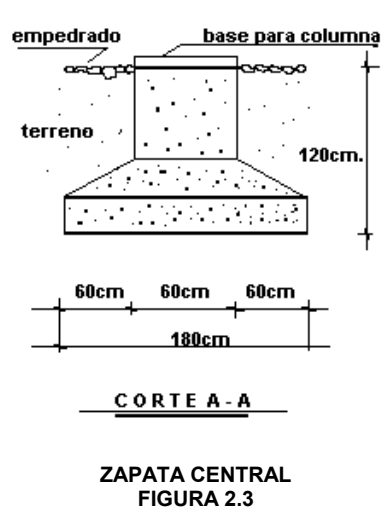
ZAPATA CENTRAL
FIGURA 2.2

$$L' = 1.80 \text{ m} - 2(0.16 \text{ m}) = 1.48 \text{ m}$$
$$A' = (1.80)(1.36) = 2.19 \text{ m}^2$$

-Suma de cargas factorizadas:

$$\text{Primera combinación} = \Sigma Q = (1.4)(13.30) = 18.6 \text{ t}$$

$$\text{Segunda combinación} = \Sigma Q = (1.1)(13.30) = 14.6 \text{ t}$$



$$\text{-Área} = 3.24 \text{ m}^2$$
$$\text{-Área reducida} = 2.19 \text{ m}^2$$

-Presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo

$$P_v = (1.6 \text{ t / m}^3)(1.20 \text{ m}) = 1.92 \text{ t / m}^2$$

-Cohesión determinada con prueba UU = 2.1 t / m²

- (Nc) Coeficiente de capacidad de carga considerando $D_f/B = 0.67$ y $B/L = 1.0$, de modo que $N_c = 7.3$

$$P_r = (2.1)(7.3)(0.35) + 1.92 = 7.3 \text{ t/m}^2$$

- Presión actuante debida a la primera combinación de carga:

$$P_a = 18.6 \text{ t} / 3.24 \text{ m}^2 = 5.74 \text{ t / m}^2$$

Debido a que la presión actuante es menor que la resistente no se modificará el apoyo de la columna central.

- Presión actuante debida a la segunda combinación de carga:

$$P_a = 14.6 \text{ t} / 2.19 \text{ m}^2 = 6.66 \text{ t / m}^2$$

Debido a que la presión actuante es menor que la resistente no se modificará el apoyo de la columna central.

2.4 Identificación de materiales

El propósito de desarrollar un estudio que identifique los materiales, atiende a la necesidad por darle la misma apariencia, resistencia y durabilidad a la parte de la construcción que se va a sustituir o en su caso a restituir. Con ello se logrará contextualizar los elementos nuevos y los ya existentes, por lo que se armonizará la construcción pasada con la presente y durante el futuro, logrando así una característica *“per se”* en los monumentos históricos: la presencia constante en el tiempo y el espacio.

Otro objetivo interesante que se consigue es *“leer la piedra”*, es decir, obtener información sobre la diversidad de materiales utilizada, la manufactura y en especial sobre las intervenciones a las cuales ha sido sujeto el inmueble. Lo anterior, ya expuesto en las primeras páginas de este trabajo, permite establecer criterios y objetivos generales de la restauración de un monumento, de tal suerte, que es indispensable la realización de un estudio de estas características, independientemente de la profundidad y refinamiento con el que se desempeñe, ya que por otra parte éstas características no siempre se pueden traducir en soluciones del mismo refinamiento debido a la presencia de otras variables de mayor injerencia en el proceso. Sin embargo, realizar la revisión de todos estos puntos genera una atmósfera metodológica y racional que evidentemente se reflejará en la solución al problema de restauración y seguramente será el sello con el cual se conocerá en el futuro el trabajo desarrollado.

En términos generales, cualquier trabajo de restauración que implique la sustitución o restitución de elementos de mampostería debe tomar en cuenta las características de las roca que deben ser similares entre los elementos anteriores y los nuevos, claro está, cuando se tenga conciencia de ello.

Las canteras, sin cargo de conciencia, se puede afirmar que son las cenizas de las chimeneas de los aparatos volcánicos, o mejor aún de las exhalaciones producidas por la dinámica interna de los volcanes, estas expresiones de la naturaleza pueden llegar a grados de violencia tales que dichas cenizas pueden ser arrojadas a distancias del orden de kilómetros, provocando su diseminación en áreas contiguas al aparato volcánico y normalmente sujetas al capricho del viento. Una vez depositada esta mezcla de partículas enfriadas puede

formar acumulaciones de varios cientos de metros y no es raro encontrar espesores mucho más grandes, distribuidos en áreas que también pueden variar en función de variables tales como la topografía del terreno y consistencia de la masa de ceniza. Cuando estas cenizas se depositan, consolidan y soldan, se convierten en tobas volcánicas y dependiendo de la semejanza con la composición de química con las riolitas o las andesitas, se les denominan tobas riolíticas o tobas andesíticas, según sea el caso.

Este origen determina las características físicas y químicas de la roca, por ejemplo, la resistencia, en algunas ocasiones es función de la cantidad de cuarzo que contenga la roca; en el color, interviene la temperatura de los “*clastos*” en el momento en que se unen entre sí cuando se depositan; la propia velocidad de depositación interviene en las características de adsorción de minerales de la roca.

En forma global puede decirse que las propiedades a evaluar, desde el punto de vista de semejanza, en las canteras utilizadas en la sustitución y restitución de elementos de monumentos, son:

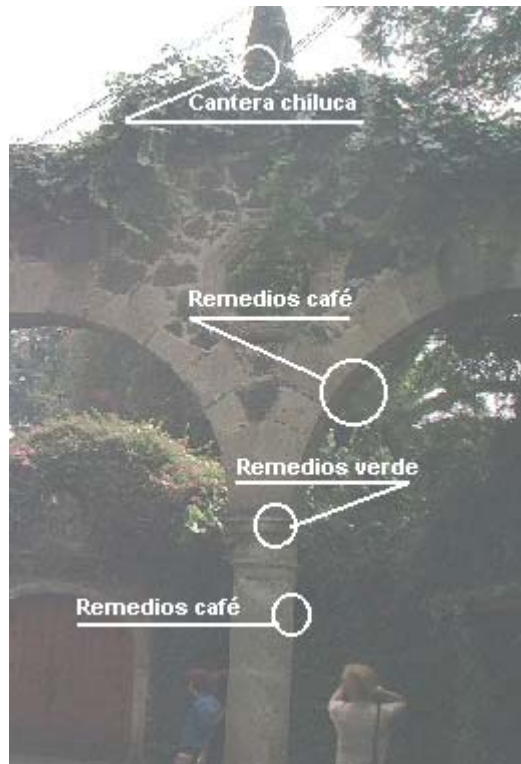
- Composición de minerales de la roca: En la medida en que se tengan los mismos componentes químicos y en las mismas proporciones, la roca tendrá la misma respuesta al intemperismo al cual estará sometida y en general, características muy similares.
- Resistencia a la compresión y al esfuerzo cortante: Cuando la resistencia de la roca es similar, existen mejores posibilidades de igualar la manufactura de los nuevos elementos con los anteriores, además, la resistencia de la roca, es función de la durabilidad de la misma, lo que evitará un envejecimiento prematuro y constante de las nuevas piezas en relación a las existentes.
- Peso volumétrico: Es una característica importante ya que posee una fuerte correlación con la resistencia de la roca y la porosidad de la misma que desempeñan un papel importante en la apariencia de la misma, especialmente ante la presencia del intemperismo de la construcción.

- Porosidad: Esta característica desempeña un papel importante en cuanto a la adsorción de dióxido de azufre y óxido nítrico, los cuales son agentes importantes que causan deterioro en la roca. El daño puede ser causado por el resultado de la reacción ácida directa con la superficie o se puede deber a la formación de fases minerales secundarias. Estos componentes se localizan en las lluvias ácidas o simplemente en emisiones gaseosas. Cuando dos materiales pétreos poseen diferente porosidad, este ataque químico es diferente, por lo que la apariencia de los elementos será evidentemente disímil, toda vez que sean sometidas a este proceso tan cotidiano.
- Color: Este tópico es sumamente importante, ya que como ya se indicó, se relaciona con la temperatura a la cual fue soldada la roca y a la composición mineralógica, de manera que tiene una correlación importante con la resistencia, el peso específico y obviamente con la composición de la misma.
- La textura: Para este tipo de rocas se conoce técnicamente como clástica o no clástica. El punto es, que se pueden apreciar componentes de la roca de diferentes tamaños (fragmentos), vesículas y por lo tanto composición mineralógica y porosidad.

Para el caso en cuestión, lamentablemente no fue posible realizar todas y cada una de estas determinaciones ante la falta de recursos de carácter económico, empero, debía decidirse por un material para restituir el anterior y para lograrlo, se decidió buscar una cantera que fuera lo más similar en cuanto a color y textura, pensando en que las demás características podrían ser similares debido a la correlación tan importante que guardan con éstas. Definitivamente la decisión en el papel no era afortunada, pero ante las circunstancias era lo más viable. Adicionalmente, desde el punto de vista práctico, cabe destacar que la solución hubiera sido prácticamente la misma de haber efectuado los estudios pertinentes debido a la disponibilidad de los materiales en el mercado.

Se consultaron a diferentes personas dedicadas a realizar trabajos en este tipo de materiales para que observaran y clasificaran los diferentes tipos de canteras con las cuales fueron construidos los arcos. A partir de esas visitas pudo concluirse que el arco estaba construido por tres tipos diferentes de canteras: Chiluca, Remedios Verde y Remedios Café y también, claro está, por basaltos.

Como se señala en las siguientes fotografías, las partes de Los Arcos construidas con cantera Chiluca son el pedestal de la columna central y el escudo de armas ubicado en la parte superior. La cantera utilizada con mayor frecuencia es la llamada Remedios Verde, en tanto que la Remedios Café se utilizó en forma esporádica.



Cabe resaltar el hecho de que el cuerpo de la columna central estaba construido en cantera Remedios Café. Sin embargo, como ya se mencionó anteriormente, la cantera predominante en Los Arcos es la llamada Remedios Verde.

Desde el punto de vista de las características físicas de estas canteras, puede afirmarse sin cometer error, que son disímiles en forma considerable, por ejemplo, la cantera Chiluca es mucho más pesada que las Remedios, asimismo su resistencia a esfuerzos es mayor que las otras.

DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES
FOTOGRAFÍA 2.3

Por lo mismo, la porosidad de la cantera chiluca es menor que las otras y por lo tanto es más durable.

Evidentemente, su dureza, también es mayor en una escala que va del yeso al diamante y donde este último se le toma como el más duro.



Entre las canteras Remedios Café y Verde, la de mejores características es la café.

PEDESTAL DE LA COLUMNA CENTRAL
FOTOGRAFÍA 2.4

Al revisar cuidadosamente la manufactura de los tres pedestales de las columnas, fue posible advertir que el trabajo ornamental del de la columna central era diferente, aunque buscando similitud con los de las columnas de los extremos; adicionalmente, estaba unido al cuerpo de la columna mediante una resina (ver fotografía 2.4) y asimismo, la base del pedestal se encontraba sobre un dado de concreto hecho perfectamente a la medida del pedestal, de manera que a simple vista parecían una sola pieza.

Estos tres hechos, en relación al pedestal de la columna permitieron descubrir una intervención anterior que pudo haber consistido en hacer la base de concreto y el pedestal, los cuales se integrarían al cuerpo de la columna utilizando epóxicos, que dicho sea de paso, también se encontraban en algunas partes de la misma columna a manera de parches. Pudo descubrirse que el capitel de esa misma columna se encontraba cortado transversalmente en dos partes unidas en la parte superior con alambre recocado y pegadas entre sí con resina epóxica. El capitel, de nueva cuenta, se unió al cuerpo de la columna y de los arcos utilizando resinas.



**CAPITEL SECCIONADO
FOTOGRAFÍA 2.5**

En la parte central e inferior de la fotografía 2.5 se puede ver el alambre recocado mediante el cual fue unido el capitel.

Evidentemente, esta fotografía fue tomada una vez que se retiró el capitel.

También se puede apreciar la fisura y el material con el cual fue integrado a la columna de nueva cuenta.

Es muy probable, como ya se indicó antes, que el escudo de armas se haya colocado posteriormente a la construcción de Los Arcos, debido a que difícilmente podría pertenecer a un convento, de manera que este hecho, aunado a que se realizó en otro tipo de material, parecen apuntar una intervención aún anterior a la ya descrita.

Del lado del apoyo sur y en el interior de la residencia, existe un muro construido en la misma cantera Remedios Verde y con las mismas características que los arcos, así que de ahí se obtuvo la muestra de roca que posteriormente habría de compararse con las canteras que se compraron.

En resumen, puede decirse que muy probablemente el escudo de armas localizado en la parte superior de Los Arcos fue colocado en una etapa posterior a la de la construcción original; asimismo, fueron sujetos a una intervención anterior en la cual se les proporcionaron una base de concreto a la columna central, que a su vez fue modificada al construirle un nuevo pedestal, logrado en otra cantera diferente a la que persiste en Los Arcos.

Por lo anterior, se decidió que toda la columna se construyera en la cantera que persiste con mayor frecuencia en Los Arcos, que es la llamada Remedios Verde.

3. ASPECTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

La tarea de redactar la totalidad del proyecto de estructuras, sin duda, sobrepasa los alcances del presente trabajo, de manera que se han concentrado los esfuerzos sólo en algunos de los tópicos que se consideran más relevantes. Más aún, se ha cambiado la forma original de la presentación en aras de conseguir una visión conceptual más clara. Ante lo expuesto, es entendida la omisión de algunos puntos cuya generación se considera común en diferentes problemas de Ingeniería Estructural y los conceptos sobre los que se sostienen ya han sido ampliamente explicados en otros trabajos.

Entonces, la labor ha sido la de determinar las cargas, realizar el análisis estructural a partir de la solución adoptada utilizando métodos alternos y finalmente revisando en forma somera el diseño de algunos elementos críticos con el objeto de investigar la validez de la solución ejecutada. Adicionalmente, se presenta el análisis de la columna central de los arcos y el diseño de la misma.

3.1 Determinación de cargas

3.1.1 Hipótesis sobre el comportamiento de los arcos levantados

La herramienta de recuperación está compuesta por dos marcos en celosía de los cuales penden las cerchas que se encuentran unidas entre sí mediante tensores que comprimen la parte central de Los Arcos. (Véase cuerpo de planos al final del capítulo).

El primer objetivo de la estructura era levantar el cuerpo de Los Arcos, de modo que la carga dependería de la forma en que esto funcionara.

Desde las primeras páginas de este trabajo se ha dicho que levantar los arcos utilizando un sistema de cerchas, induce tensiones en los mismos, y este hecho despliega un espacio muestral compuesto por las siguientes posibilidades:

- 1) La resistencia a la tensión de los arcos será nula.
- 2) La resistencia a la tensión de los arcos no será alcanzada por las fuerzas que las cerchas y las maniobras inducen.
- 3) La resistencia a la tensión de los arcos será alcanzada en algunos puntos.

Si se considera que la resistencia a la tensión es nula, entonces puede aceptarse que los arcos sufrirán agrietamientos, los cuales hacen razonable suponer que la cercha sólo tomará la fuerza normal de cada una de las dovelas que se generen. En seguida de este razonamiento, puede tomarse como carga sobre la cercha, aquella que se calcule como la componente normal del peso de cada dovela. Las dovelas, por su parte, pueden considerarse en número suficiente en aras de analizar lo que ocurre en la placa superior de la cercha. Por otro lado, las componentes tangenciales originarán deslizamiento o volteo de las dovelas hacia los apoyos de los arcos.

Esta hipótesis conlleva a predecir que los arcos sufrirán daños y en virtud de esos daños las cargas tendrán una distribución determinada que habrá de investigarse para poder estudiar el comportamiento de toda la estructura.

El planteamiento contrario, es decir, la segunda hipótesis que consiste en suponer que los arcos resisten las tensiones, se sustenta en el hecho, de que si bien es cierto que las cerchas inducen tensiones, también es cierto que el sistema es competente y dichas tensiones serán muy pequeñas, incluso al punto de hacer razonable esta suposición. Por otro lado, también se apoya en el argumento de que las fuerzas normales a la cercha que se obtengan de analizar esta condición necesariamente serán mayores en algunos puntos que aquellas que se calculen suponiendo dovelas fisuradas, de manera que si se aceptara la primer hipótesis y al momento de operar la estructura los arcos no se dañaran, las acciones consideradas para diseño habrían sido subestimadas.

El caso de la tercera hipótesis despliega toda una diversidad de posibilidades y arreglos, sin embargo, es razonable suponer que estos arreglos ofrecerán cargas a la cercha, similares a la suposición de dovelas en la medida en que los daños se asemejen a esa disposición y mismo caso para cuando sean similares a aquel en que los arcos permanecen unidos.

En resumen, todo este espacio de posibilidades se encuentra acotado por las dos hipótesis previas, de manera que lo razonable será construir una envolvente de carga a partir de ellos dos.

3.1.2 Cálculo del peso de los arcos

De acuerdo con el plano topográfico T – 01, es aceptable considerar para fines de este cálculo, que los arcos son semicirculares y además iguales y cuya superficie se puede obtener calculando el área entre dos circunferencias, una superior y una inferior de menor diámetro que la anterior y adicionando el área entre la recta inclinada y la circunferencia mayor y la recta horizontal y la circunferencia mayor.

Tomando el sistema de referencia en el centro de la curva, el eje X horizontal y el eje Y vertical, con los sentidos de costumbre se tienen las siguientes ecuaciones:

- **Circunferencia Mayor:** $x^2 + y^2 = (2.25 \text{ m})^2$
- **Circunferencia Menor** $x^2 + y^2 = (1.46 \text{ m})^2$

- **Recta Inclinada:**
A partir de los puntos: A (0.51 , 2.25)
 B (1.06 , 2.65)
se calcula la ecuación de la recta en forma
tradicional y se obtiene:
 $y = 0.75x + 1.86$

- **Recta horizontal superior:** $y = 2.65 \text{ m}$

- **Recta horizontal inferior:** $y = 0.00 \text{ m}$

Estas ecuaciones se integran y se obtiene el área bajo ellas, la cual puede sumarse o restarse según convenga. Cabe incluir que la integración se realizará generando 5 dovelas debido a lo manejable que resulta desde el punto de vista matemático y la claridad física que esto ofrece.

Para las circunferencias puede despejarse y y obtener un modelo de la forma:

$y = \sqrt{a^2 - x^2}$ que se integra de la siguiente forma:

$$\int_a^b \sqrt{a^2 - x^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{a^2 - x^2} + \frac{a^2}{2} \text{ArcSen} \frac{x}{a}$$

De manera que para la circunferencia mayor se tiene:

$$\frac{x}{2} \sqrt{5.0625 - x^2} + 2.5313 \text{ArcSen} \frac{x}{2.25}$$

a evaluar entre a y b

En tanto que para la circunferencia menor se tiene:

$$\frac{x}{2} \sqrt{2.1316 - x^2} + 1.0658 \text{ArcSen} \frac{x}{1.46}$$

a evaluar entre a y b

Para las rectas puede integrarse directamente también utilizando la forma algebraica convencional y queda:

$$\int_a^b [0.75x + 1.86] dx = \frac{0.75x^2}{2} + 1.86x$$

a evaluar entre a y b

$$\int_a^b 2.65 dx = 2.65x$$

a evaluar entre a y b

Evaluando las integrales en cada límite se puede construir la siguiente tabla.

Tabla 3.1 EVALUACIÓN DE INTEGRALES

D	Intervalo		Curva Superior		Curva Inferior		Área m²
	a	b	En b +	En a -	En b -	En a +	
1	-1.46	-1.02	Circ. Mayor		Circ. Menor		0.5063
			-2.2138	-3.0372	-1.3571	-1.6742	
2	-1.02	-0.34	Circ. Mayor		Circ. Menor		0.5861
			-0.7621	-2.2138	-0.4919	-1.3571	
3	-0.34	+0.34	Circ. Mayor		Circ. Menor		0.5404
			+0.7621	-0.7621	+0.4919	-0.4919	
4A	+0.34	+0.51	Circ. Mayor		Circ. Menor		0.1383
			+1.1376	+0.7621	+0.7291	+0.4919	
4B	+0.51	+1.02	R. Inclinada.		Circ. Menor		0.6133
			+2.2874	+1.0461	+1.3571	+0.7291	
5A	+1.02	+1.46	R. Horizontal		Circ. Menor		0.8489
			+3.8690	+2.7030	+1.6742	+1.3571	
5B	+1.46	+1.66	R. Horizontal		Eje X		0.5300

			+4.3990	+3.8690	0.0000	0.0000	
--	--	--	---------	---------	--------	--------	--

Tabla 3.2 PESO DE LAS DOVELAS

DOVELA	ÁREA [m ²]	Z[m]	Vol. [m ³]	W [kg]
1	0.5063	0.40	0.2025	486
2	0.5861	0.40	0.2344	563
3	0.5404	0.40	0.2162	519
4	0.7516	0.40	0.3006	722
5	1.3789	0.40	0.5516	1324

3.1.3 Hipótesis sobre la distribución de carga

El peso de los arcos, como ya se indicó, puede distribuirse de diferentes maneras, en función de los daños que sufran los arcos, pero acotados entre los casos de multiagrietamiento y continuidad.

Para el caso en el cual los arcos se agrietan, las cerchas reciben la componente normal del peso de los arcos aplicada en el centro de masa de la dovela.

Para el caso en particular que se plantea, en aras de simplicidad, se han tomado únicamente 5 dovelas y las fuerzas resultantes se han aplicado en los nodos de la cercha. Por otro lado, en lugar de tomar la componente normal del peso, se ha tomado el peso total aplicado en la dirección normal y con sentido al centro de la curva, sustentado en el hecho de que son dos arcos y la unión entre ellos y las cerchas ofrece que éstas resistan adicionalmente las componentes tangenciales, por lo que se toma todo el peso.

Por lo anterior, pueden tomarse los resultados de la tabla 3.2 por concepto de peso de los arcos y adicionar las demás cargas que se consideren pertinentes por otros conceptos.

Cuando los arcos permanecen continuos, ocurre una redistribución que depende fundamentalmente de la forma en que se transmite el peso (ahora en sentido inverso, es decir, de abajo hacia arriba, puesto que se están levantando), la cual es función de la geometría de la curva, de la propia fuerza y de la contribución física de la cercha.

Entonces, los arcos pueden visualizarse de diferentes maneras para su análisis; por ejemplo, como una estructura multiapoyada o bien, siguiendo con la tónica de las dovelas, como dovelas unidas. A su vez la unión de las dovelas puede visualizarse mediante un modelo.

Es preciso aclarar, que esta visualización es sólo una aproximación basada en hipótesis simplificadoras, que como tales, pueden conllevar a grandes errores en la medida en que se desvíen de la verdadera distribución. Naturalmente, por el otro lado, ofertan una manejabilidad numérica extraordinaria. La situación precaria de recursos temporales que prevalecía condujo a la utilización de estas visualizaciones con el objeto de llegar a un buen resultado en el mínimo tiempo.

Las hipótesis simplificadoras a las que se alude en el párrafo anterior pueden establecerse de la siguiente manera con ayuda de las figuras 3.1 y 3.2, ubicadas en la página siguiente.

- Las dovelas consideradas son un cuerpo rígido.
- Las dovelas se encuentran unidas entre sí mediante conectores (figura 3.2)
- Los conectores equilibran la fuerza que se transmite utilizando una componente normal y otra tangencial a la cercha, por lo que éstas últimas se mitigan sucesivamente en función de la geometría de la curva.
- Los arcos formados por las dovelas unidas se encuentran perfectamente acoplados con las cerchas.
- El sistema de cerchas ofrece un apoyo que imposibilita los arcos a desplazarse o a girar.

- Debido a la imposibilidad de movimiento se considera nula la fuerza de fricción entre las dovelas y la cercha.
- La fuerza aplicada en un punto de la cercha se obtiene estableciendo un diagrama de cuerpo libre en ese mismo punto.

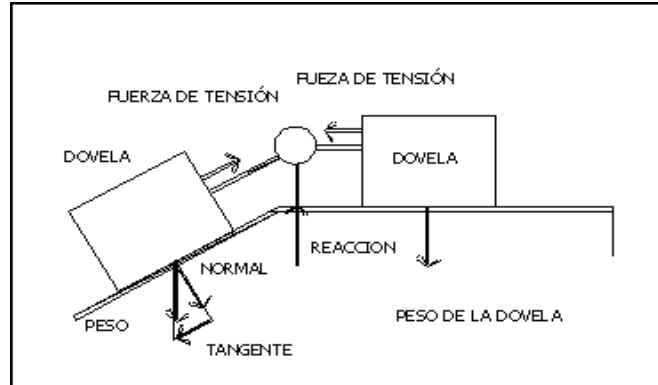
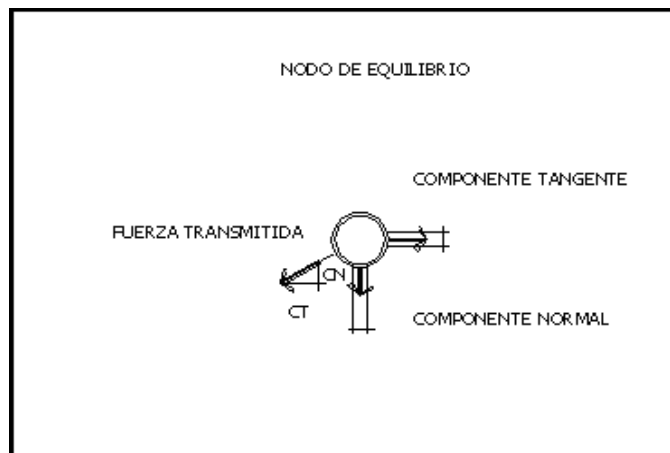
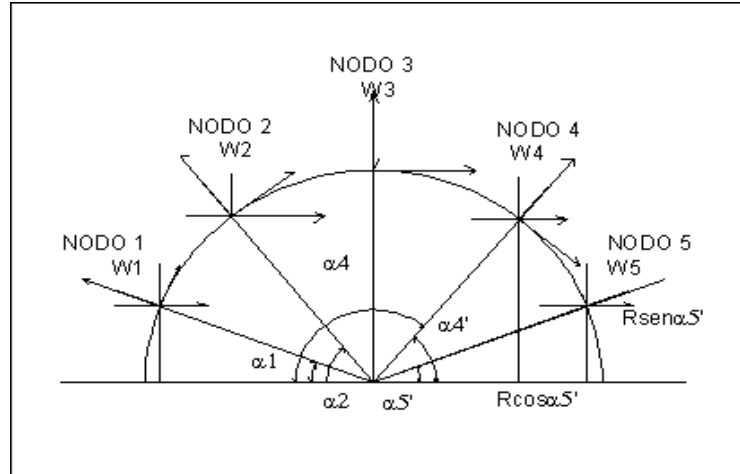


DIAGRAMA DE BLOQUES
FIGURA 3.1



ESQUEMA DE DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS
FIGURA 3.2

Si se realiza el recorrido de izquierda a derecha del siguiente diagrama de la curva que forman los arcos y los diferentes sistemas que se pueden formar en cada uno de los puntos de estudio, entonces se pueden realizar los siguientes análisis por nodo, tomando los pesos de la tabla 3.2 y los ángulos de la ubicación de cada nodo de la cercha.



ESQUEMA DE RELACIONES GEOMÉTRICAS DE LA CURVA
FIGURA 3.3

- Análisis en el punto 1.

$$F_1 = W_1 \cos \alpha_1$$

$$F_1 = 452.7 \text{ kg}$$

$$N_1 = W_1 \sin \alpha_1$$

$$N_1 = 176.8 \text{ kg}$$

- Análisis en el punto 2.

$$F_2 = F_1 \cos(\alpha_2 - \alpha_1) + W_2 \cos \alpha_2$$

$$N_2 = F_1 \sin(\alpha_2 - \alpha_1) + W_2 \sin \alpha_2$$

$$F_2 = 604.2 \text{ kg}$$

$N_2 = 794.4 \text{ kg}$

- Análisis en el punto 3.

$$F_{3x} = F_s \cos(\alpha_3 - \alpha_2) + W_3 \cos \alpha_3$$

$$F_{3x} = 534.7 \text{ kg}$$

$$N_3 = F_2 \sin(\alpha_3 - \alpha_2) + W_3 \sin \alpha_3 + F_{3y}$$

$$N_3 = 800.0 + F_{3y}$$

$$F_3 = F_{3x} / \cos(\alpha_4 - \alpha_3)$$

$$\mathbf{F_3 = 604.2 \text{ kg}}$$

$$F_3 \sin(\alpha_4 - \alpha_3) = 281.4$$

$$\mathbf{N_3 = 1081.5 \text{ kg}}$$

- Análisis en el punto 4.

$$F_3 = W_4 \cos \alpha_4 + F_{4x}$$

$$F_{4x} = F_3 - W_4 \cos \alpha_4$$

$$F_{4x} = 286.2 \text{ kg}$$

$$N_4 = F_4 \sin(\alpha_5 - \alpha_4) + W_4 \sin \alpha_4$$

$$F_4 = F_{4x} / \cos(\alpha_5 - \alpha_4)$$

$$\mathbf{F_4 = 354.8 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{N_4 = 870.9 \text{ kg}}$$

- Análisis en el punto 5.

$$F_4 = W_5 \cos \alpha_5 - F_{5x}$$

$$F_{5x} = W_5 \cos \alpha_5 - F_4$$

$$F_{5x} = 878.2 \text{ kg}$$

$$N_5 = W_5 \sin \alpha_5$$

$$\mathbf{N_5 = 481.5 \text{ kg}}$$

Tabla 3.3 RESUMEN DE FUERZAS

DOVELA	FUERZA TANGENTE [kg]	FUERZA NORMAL [kg]
1	452.7	176.8
2	604.2	794.4
3	534.7	1081.6

4	604.2	870.9
5	354.8	481.5*

* A esta fuerza se le añadirán 878.2kg debidos a la fuerza horizontal F_{5x} entre los dos arcos.

3.1.4 Envolvente de Carga

La intención es generar una envolvente con las cargas obtenidas por ambos criterios, de manera que en cada nodo se aplique la mayor carga calculada; así, la estructura se revisará para cualquier caso de distribución debida al fisuramiento de los arcos, (los resultados pueden consultarse en la tabla 3.4).

En adición a las cargas antes señaladas, actúan el peso de las cerchas y la carga viva. El peso de cada cara de las cerchas es de 116.4 kg que pueden traducirse en 25 kg por nodo y que por redondeo se tomarán 30 kg.

En el caso de la carga viva máxima se ha tomado como criterio, utilizar una de andamio, es decir, de 100 kg / m, pero normada a lo que ocurre en la estructura, por lo que será de 100 kg / péndola. De estos 100 kg / péndola, se supone que 50 van directamente a ella y los otros 50 los toma la cercha. Por comodidad numérica y debido a que es un valor pequeño, estos 50 kg se tomarán aplicados en el nodo superior, en lugar de tomarse en el inferior.

Tabla 3.4 CARGAS SOBRE LAS CERCHAS.

NODO	DOVELAS SEPARADAS	DOVELAS UNIDAS	W + CV	TOTAL** [kg]
1	240*	90	80	320
2	280	400*	80	480
3	260	540*	80	620

4	360	440*	80	520
5	660	680*	80	760

*Carga considerada para obtener el total.

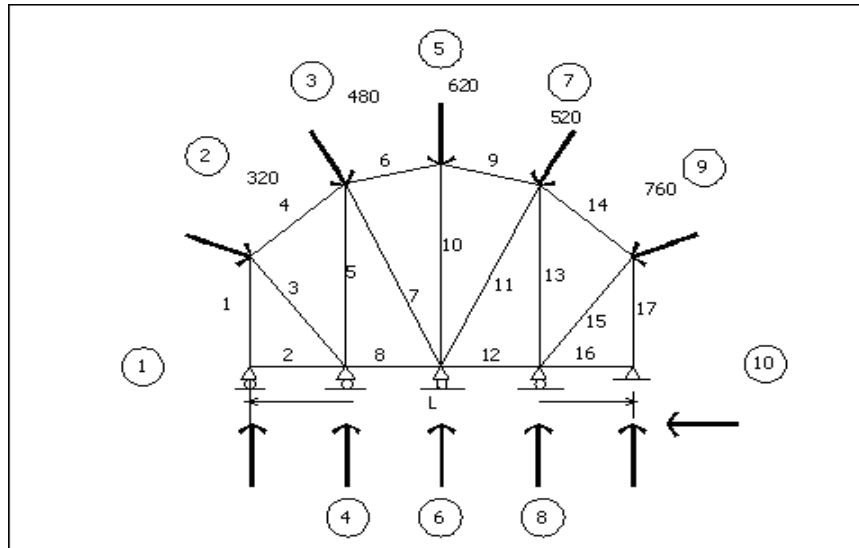
** El peso está dividido entre dos debido a que son armaduras dobles.

3.2 Revisión del análisis estructural

Como ya se indicó, en las primeras páginas de este capítulo, se ha cambiado la forma de realizar el análisis en relación a la que se utilizó, por esta razón es que se le ha denominado revisión. La mecánica del ejercicio, es partir de la solución adoptada, evidentemente para lograrlo se han utilizado hipótesis simplificadoras en aras de obtener un modelo estructural mucho más manejable.

3.2.1 Análisis de las cerchas

El modelo generado para analizar las cerchas, es una armadura plana que corresponde a la mostrada en la figura 3.4.



MODELO ESTRUCTURAL PARA ANALIZAR LA CERCHA
FIGURA 3.4

Como puede deducirse, la armadura es interiormente isostática, es decir, la diferencia entre el número de barras (17) y el doble del de nodos (10) es 3 que es el número de ecuaciones que nos ofrece la estática.

Desde el punto de vista exterior se tienen 6 incógnitas, de modo que exteriormente es hiperestática, para lo cual se procede a convertirla en isostática exterior y a buscar una ecuación por cada redundante a partir de las condiciones de deformabilidad, es decir, se debe cumplir:

$$\Delta_4 = \Delta_6 = \Delta_8 = 0$$

El procedimiento consiste en resolver la armadura sin redundantes (apoyos 4,6 y 8) y luego resolver una armadura con geometría igual y con una sola carga en el nodo de interés, (en donde se encontraba el apoyo), por cada redundante; así, se suman los efectos de cada una y se hace cumplir la condición arriba escrita.

Se debe tener presente que para una armadura:

$$\Delta = \sum_{i=1}^b N_i n_i \frac{L_i}{E_i A_i}$$
$$k_i = \frac{L_i}{E_i A_i}$$

En donde:

- b = número de barras.
- i = barra en estudio.
- N = fuerza normal en la barra i de la armadura sin redundantes.
- n = fuerza normal en la barra i de la armadura con la carga puntual en el nodo de interés.
- L = longitud de la barra i.
- E = módulo de elasticidad.
- A = área de la barra.

De este modo, la condición establecida se plantea para los nodos 4, 6 y 8 y se estable un sistema de ecuaciones. Por ejemplo, para el nodo 4:

$$\Delta_4 = \Delta_4^a + \Delta_4^b + \Delta_4^c + \Delta_4^d$$

En donde:

$$\Delta_4^a = \sum N_i n_i k_i ; \Delta_4^b = \sum (n_i V_4) n_i k_i ; \Delta_4^c = \sum (n_i' V_6) n_i k_i ; \Delta_4^d = \sum (n_i'' V_8) n_i k_i$$

Tabla 3.5 PROPIEDADES DE LAS BARRAS Y FUERZAS NORMALES DE LAS ARMADURAS PROPUESTAS.

b	L[cm]	A[cm²]	ki x 10⁻⁶	ni (4)	ni' (6)	ni'' (8)	Ni (isos)
1	53.0	7.03	3.77	- 0.750	- 0.500	- 0.250	- 948.7
2	68.0	7.03	4.84	+0.000	+0.000	+0.000	+000.0
3	86.0	3.10	13.87	+0.501	+0.334	+0.167	+333.6
4	102.0	4.83	10.56	- 0.593	- 0.395	- 0.198	- 841.9
5	129.0	3.10	20.81	+0.692	- 0.205	- 0.103	- 205.1
6	70.0	4.83	7.24	- 0.240	- 0.480	- 0.240	- 910.9
7	146.0	3.10	23.55	- 0.349	+0.434	+0.217	+211.4
8	68.0	7.03	4.84	+0.395	+0.264	+0.132	+263.1
9	70.0	4.83	7.24	- 0.240	- 0.480	- 0.240	- 910.9
10	146.0	3.10	23.55	+0.116	+0.233	+0.116	-

							178.2
11	146.0	3.10	23.55	+0.217	+0.434	- 0.349	- 009.9
12	68.0	7.03	4.84	+0.132	+0.264	+0.395	+366.3
13	129.0	3.10	20.81	- 0.103	- 0.205	+0.692	+048.6
14	102.0	4.83	10.56	- 0.198	- 0.395	- 0.593	- 967.7
15	86.0	3.10	13.87	+0.167	+0.334	+0.501	- 079.0
16	68.0	7.03	4.84	+0.000	+0.000	+0.000	+428.6
17	53.0	7.03	3.77	- 0.250	- 0.500	- 0.750	- 948.1

Nota: El signo positivo significa que la fuerza normal es de tensión.

Tabla 3.6 CÁLCULO DE SUMATORIAS.

b	nIniki	nini'ki	nini''ki	ni'ni'ki	ni'ni''ki	ni''ni''ki
	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶
1	+2.121	+1.414	+0.707	+0.943	+0.471	+0.236
2	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
3	+3.481	+2.321	+1.161	+1.547	+0.774	+0.378
4	+3.713	+2.474	+1.240	+1.648	+0.826	+0.414
5	+9.965	- 2.952	- 1.483	+0.875	+0.439	+0.221
6	+0.417	+0.834	+0.417	+1.668	+0.834	+0.417
7	+2.868	- 3.567	- 1.784	+4.436	+2.218	+1.109

8	+0.755	+0.505	+0.252	+0.337	+0.169	+0.084
9	+0.417	+0.834	+0.417	+1.668	+0.834	+0.417
10	+0.317	+0.637	+0.317	+1.279	+0.637	+0.317
11	+1.109	+2.218	- 1.784	+4.436	- 3.567	+2.868
12	+0.084	+0.169	+0.252	+0.337	+0.505	+0.755
13	+0.221	+0.439	- 1.483	+0.875	- 2.952	+9.965
14	+0.414	+0.826	+1.240	+1.648	+2.474	+3.713
15	+0.387	+0.774	+1.161	+1.547	+2.321	+3.481
16	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000	+0.000
17	+0.236	+0.471	+0.707	+0.943	+1.414	+2.121
Σ	+ 26.505	+ 7.397	+ 1.337	+ 24187	+ 7.397	+ 26.505

Tabla 3.7 CÁLCULO DE SUMATORIAS.

b	NIniki	Nini'ki	Nini''ki
	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶	X 10⁻⁶
1	+2682.4	+1788.3	+894.1
2	+0000.0	+0000.0	+0000.0
3	+2318.1	+1545.4	+772.7
4	+5272.0	+3511.7	+1760.3
5	- 2953.5	+875.0	+439.6
6	+1582.8	+3165.6	+1582.8

7	- 1737.5	+2160.7	+1080.3
8	+503.0	+336.2	+168.1
9	+1582.8	+3165.6	+1582.8
10	- 486.8	- 977.8	- 486.8
11	- 50.6	- 101.2	+81.4
12	+234.0	+468.0	+700.3
13	- 104.2	- 207.3	+699.7
14	+2023.3	+4036.5	+6059.8
15	-183.0	- 366.0	- 549.0
16	+0.000	+0000.0	+0000.0
17	+893.6	+1787.2	+2680.8
Σ	+ 11576.4	+ 21187.9	+ 17466.9

Con los resultados de las tablas 3.6 y 3.7 se establece el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} 26.505 & 7.397 & 7.397 \\ 7.397 & 24.187 & 7.397 \\ 1.337 & 7.397 & 26.505 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_4 \\ V_6 \\ V_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -11576.4 \\ -21187.9 \\ -17466.9 \end{bmatrix}$$

Cuya solución es: $V_4 = - 227.9$; $V_6 = - 665.1$; $V_8 = - 461.9$ en donde los signos negativos indican que las fuerzas tienen sentido hacia arriba y todas se encuentran en kilogramos.

Colocando dichas fuerzas en los nodos correspondientes de la armadura isostática y resolviéndole se obtiene el resultado global de la armadura.

Las reacciones de la armadura global son:

$$V_1 = -329.4 \text{ kg} ; V_4 = -227.9 \text{ kg} ; V_6 = -665.1 \text{ kg}$$

$$V_8 = -461.9 \text{ kg} ; V_{10} = -212.5 \text{ kg} ; H_{10} = -428.6 \text{ kg}$$

La armadura se resuelve como las anteriores, es decir, aplicando el método de las secciones para investigar los elementos 4 y 6 y las demás fuerzas se obtienen por el método de los nudos.

Tabla 3.8 FUERZAS NORMALES EN LAS BARRAS QUE CONFORMAN LAS CERCHAS.

b	FUERZA [kg]	b	FUERZA [kg]	b	FUERZA [kg]
1	- 329.4	7	- 98.0	13	- 110.6
2	000.0	8	- 63.3	14	- 386.1
3	- 80.2	9	- 425.7	15	- 571.4
4	- 352.3	10	- 413.6	16	+ 428.6
5	- 178.6	11	-186.3	17	- 212.5
6	- 425.7	12	- 22.1		

Nota: Las fuerzas negativas son de compresión.

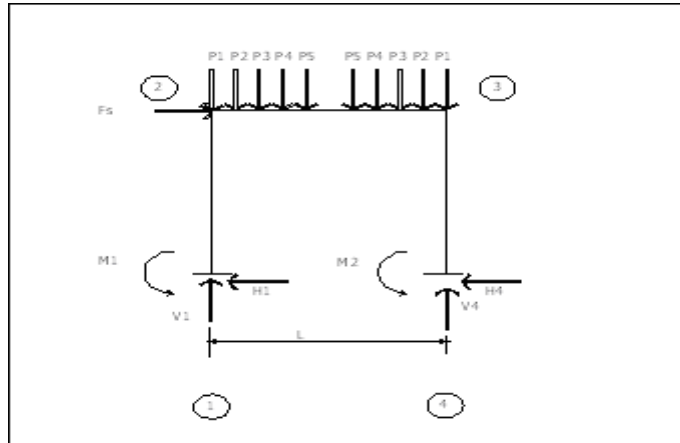
3.2.2 Análisis de los marcos de soporte

El análisis de los marcos de soporte se realizará utilizando el método de las rigideces para dos marcos; el primero, el de la dirección norte – sur y el segundo, el oriente – poniente. (Ver plano E – 04)

• **Consideraciones para el marco en la dirección x (norte-sur):**

- Carga debida a la trabe = 420 kg De acuerdo con las características de la estructura, esta carga puede considerarse como: 420 kg / 10 nudos = 42 kg / nodo.
- Las columnas tienen un peso aproximado de 225 kg.
- Carga debida a las reacciones de la cercha: $V_1 = 330 \text{ kg}$, $V_4 = 230 \text{ kg}$, $V_6 = 670 \text{ kg}$, $V_8 = 460 \text{ kg}$, $V_{10} = 210 \text{ kg}$
- Carga viva aún no considerada: 50kg/péndola.
- Fuerza debida a sismo: $F_s = 0.08W$ (ver pág. 56).

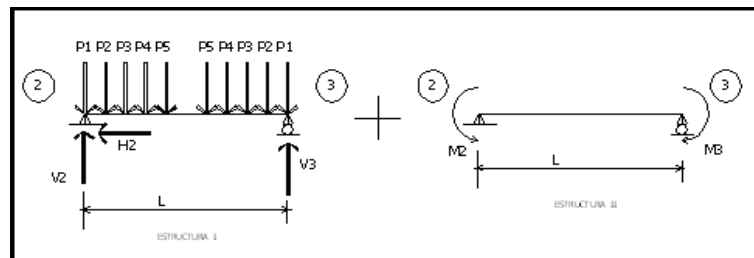
- $W = \text{Peso de los arcos} + \text{Peso de la estructura} + \text{Carga Viva Accidental} = 7500 + 2700 + 0.7(2000)$. $W = 11600 \text{ kg}$ y para un marco 5800 kg .
- $F_s = 470 \text{ kg}$.
- Dimensiones: 4.75 m de altura y 6.24 m de claro.
- Momento de inercia de la columna $I_x = 9170 \text{ cm}^4$
- Momento de inercia de la trabe $I_x = 63338 \text{ cm}^4$



MODELO ESTRUCTURAL PARA ANALIZAR EL MARCO
FIGURA 3.5

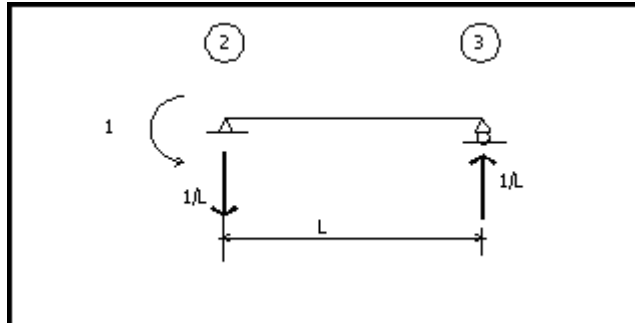
- **Determinación de los momentos de empotramiento:**

El cabezal se modela como una viga doblemente empotrada que a su vez es susceptible de descomponerse en dos vigas isostáticas



COMPOSICIÓN DE LA VIGA DOBLEMENTE EMPOTRADA
FIGURA 3.6

Tomando en consideración la figura anterior, se determinan las ecuaciones de momento flexionante para ambas estructuras y se analiza también la siguiente estructura:



VIGA SIMPLEMENTE APOYADA CON MOMENTO UNITARIO EN EL EXTREMO
FIGURA 3.7

Así que se obtiene:

$$m = 1 - (1 / 6.24) x \quad 0 \leq x \leq 6.24$$

Se debe cumplir: $\theta_2 = 0 = \theta_{I,2} + \theta_{II,2}$

Entonces, se procede a efectuar:

$$\theta = \frac{1}{EI} \int_0^L M dx$$

De donde se obtiene para cada viga:

$$\theta_{I,2} = (1/EI)(0.2312(P_2+P_3+P_4+P_5)+0.6936(P_3+P_4+P_5)+1.1560(P_4+P_5)+1.6562(P_2)+2.3936(P_3)+2.6212(P_4)+2.7064(P_5))$$

$$\theta_{II,2} = (1/EI)(-3.12 M_2)$$

Cumpliendo con la condición antes expuesta y despejando M_2 que es igual a M_3 por simetría, entonces se tiene:

$$M_2 = 0.0741(P_2+P_3+P_4+P_5)+0.2223(P_3+P_4+P_5)+0.3705(P_4+P_5)+0.5308(P_2)+0.7672(P_3)+0.8401(P_4)+0.8674(P_5)$$

Sustituyendo los valores $P_1 = 420 \text{ kg}$; $P_2 = 320 \text{ kg}$;
 $P_3 = 760 \text{ kg}$; $P_4 = 550 \text{ kg}$; $P_5 = 300 \text{ kg}$; entonces $M_2 = M_3 = 2290 \text{ kgm}$.

De lo anterior se puede concluir que:

$$M_{23} = - 2290 \text{ kgm.}$$
$$M_{32} = + 2290 \text{ kgm.}$$

- **Condiciones en los apoyos:**

$$\theta_1 = \theta_4 = \psi_3 = 0$$
$$\psi_{12} = \psi_{43} = \psi$$

- **Incógnitas:**

$$\theta_2, \theta_3, \psi$$

- **Ecuaciones de equilibrio en los nodos:**

$$M_{21} + M_{23} = 0$$
$$M_{34} + M_{32} = 0$$

- **Ecuación de piso:**

$$M_{12} + M_{21} + M_{43} + M_{34} = 470(4.75 \text{ m})$$

Teniendo en cuenta:

$$M_{12} = 2 (EI / L) (2\theta_1 + \theta_2 - 3\psi)$$
$$M_{21} = 2 (EI / L) (\theta_1 + 2\theta_2 - 3\psi)$$

- **Formación de la matriz de rigideces:**

Se sustituyen las ecuaciones anteriores en las de equilibrio y de piso y se forma la matriz:

$$\begin{bmatrix} 5.265 & 2.212 & -1.263 \\ 2.212 & 5.265 & -1.263 \\ 1.263 & 1.263 & -5.0532 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_2 \\ \theta_3 \\ \psi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2290 \\ -2290 \\ 2230 \end{bmatrix} \frac{1}{EI}$$

cuya solución es: $\theta_2 = 668.5$; $\theta_3 = -831.4$; $\psi = -482.0$ multiplicados por $(1 / EI)$

• **Cálculo de los momentos:**

Si se sustituye la solución de la matriz de rigideces en las ecuaciones de momento generadas para plantear la matriz se tiene:

$$\begin{aligned} M_{12} &= 890.2 \text{ kgm} \\ M_{21} &= 1171.5 \text{ kgm} \\ M_{23} &= -1173.2 \text{ kgm} \\ M_{32} &= 91.76 \text{ kgm} \\ M_{34} &= -91.0 \text{ kgm} \\ M_{43} &= 259.0 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Considerando los momentos redondeados $M_{12} = 890$ kgm, M_{21} y $M_{23} = 1170$ kgm, M_{32} y $M_{34} = 90$ kgm y $M_{43} = 260$ kgm; todos con su respectivo signo es posible resolver el marco haciendo sumatorias de momentos; por ejemplo, para las reacciones horizontales se suman momentos a la izquierda del nodo 2 y se obtiene H_1 y luego se suman momentos a la derecha del nodo 3 y se obtiene H_4 . Del mismo modo, para las reacciones verticales se establecen sumatorias de toda la estructura alrededor de los nodos 1 y 4 con lo que se obtienen las fuerzas V_4 y V_1 respectivamente. Asimismo, se calcula el momento flexionante al centro del claro de la viga realizando la suma de momentos alrededor de dicho centro de izquierda a derecha y hasta llegar a él. De este modo, los resultados que se obtienen son:

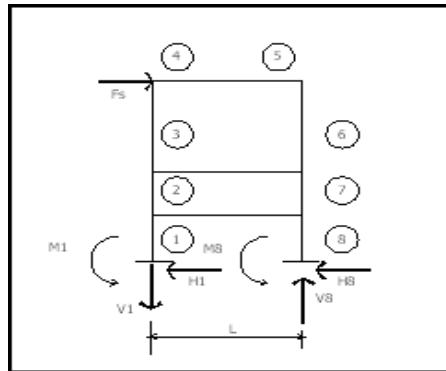
$$\begin{aligned} H_1 &= -434 \text{ kg}, H_4 = -36 \text{ kg}, V_1 = 2176 \text{ kg}, V_4 = 2523 \text{ kg} \\ M_1 &= -890 \text{ kgm}, M_4 = -260 \text{ kgm. MF}_{cc1} = +3818 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Considerando que los signos negativos en fuerzas representan que éstas se dirigen hacia la izquierda o hacia abajo y que los mismos signos en términos de momentos, significa que se encuentran en sentido antihorario. De la misma manera, el signo positivo en el

momento flexionante significa que el lecho inferior de la trabe es el que se encuentra trabajando a tensión.

- **Consideraciones para el marco en la dirección y:**

- $F_s = (0.30)(470 \text{ kg.}) = 142 \text{ kg.}$
- Dimensiones: 520cm de altura y 150cm de claro.
- Tres niveles ubicados a 0.86, 1.72 y 5.20 m.
- Momento de inercia de la columna $I_x = 9170 \text{ cm}^4$
- Momento de inercia de las traves $I_y = 87 \text{ cm}^4$



MODELO ESTRUCTURAL PARA ANALIZAR EL MARCO
FIGURA 3.8

- **Condiciones de la estructura:**

$$\theta_1 = \theta_8 = \psi_{27} = \psi_{36} = \psi_{45} = 0$$

$$\psi_{12} = \psi_{87} = \psi_1$$

$$\psi_{23} = \psi_{76} = \psi_2$$

$$\psi_{34} = \psi_{65} = \psi_3$$

- **Incógnitas:**

$$\theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5, \theta_6, \theta_7, \psi_1, \psi_2, \psi_3$$

• **Ecuaciones de equilibrio en los nodos:**

$$\begin{aligned} M_{21} + M_{23} + M_{27} &= 0 \\ M_{32} + M_{34} + M_{36} &= 0 \\ M_{43} + M_{45} &= 0 \\ M_{54} + M_{56} &= 0 \\ M_{65} + M_{67} + M_{63} &= 0 \\ M_{76} + M_{78} + M_{72} &= 0 \end{aligned}$$

• **Ecuaciones de piso:**

$$\begin{aligned} M_{12} + M_{21} + M_{78} + M_{87} &= 121 \\ M_{23} + M_{32} + M_{76} + M_{67} &= 121 \\ M_{43} + M_{34} + M_{65} + M_{56} &= 491 \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta:

$$\begin{aligned} M_{12} &= 2 (EI / L) (2\theta_1 + \theta_2 - 3\psi) \\ M_{21} &= 2 (EI / L) (\theta_1 + 2\theta_2 - 3\psi) \end{aligned}$$

• **Formación de la matriz de rigideces:**

Se sustituyen las dos ecuaciones anteriores en las de equilibrio y de piso para formar la matriz de rigideces del siguiente sistema:

$$\begin{bmatrix} 983.2 & 245.1 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 1.3 & -735.4 & -735.4 & 0.0 & \theta_2 \\ 245.1 & 614.1 & 60.6 & 0.0 & 1.3 & 0.0 & 0.0 & -735.4 & -181.7 & \theta_3 \\ 0.0 & 60.6 & 123.8 & 1.3 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & -181.7 & \theta_4 \\ 0.0 & 0.0 & 1.3 & 123.8 & 60.6 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & -181.7 & \theta_5 \\ 0.0 & 1.3 & 0.0 & 60.6 & 614.1 & 245.1 & 0.0 & -735.4 & -181.7 & \theta_6 \\ 1.3 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 245.1 & 983.2 & -735.4 & -735.4 & 0.0 & \theta_7 \\ 735.4 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & 735.4 & -2941.5 & 0.0 & 0.0 & \psi_1 \\ 735.4 & 735.4 & 0.0 & 0.0 & 735.4 & 735.4 & 0.0 & -2941.5 & 0.0 & \psi_2 \\ 0.0 & 181.7 & 181.7 & 181.7 & 181.7 & 0.0 & 0.0 & 0.0 & -726.9 & \psi_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 121 \\ 121 \\ 491 \end{bmatrix}$$

* El vector de términos independientes está multiplicado por (1/EI)

La solución a este sistema es: $\theta_2 = - 2.295$, $\theta_3 = - 4.172$,
 $\theta_4 = - 7.265$, $\theta_5 = - 7.265$, $\theta_6 = - 4.172$, $\theta_7 = - 2.295$, $\psi_1 = - 1.188$,
 $\psi_2 = - 3.275$, $\psi_3 = - 6.394$. Nuevamente, todos multiplicados por el
factor (1/EI).

• **Cálculo de los momentos.**

Si se sustituye la solución de la matriz de rigideces en las ecuaciones de momento generadas para plantear la matriz se tiene:

$M_{12} = 311.57 \text{ kgm}$	$M_{21} = -251.05 \text{ kgm}$
$M_{23} = 260.27 \text{ kgm}$	$M_{32} = -199.75 \text{ kgm}$
$M_{34} = 216.43 \text{ kgm}$	$M_{43} = 29.07 \text{ kgm}$
$M_{27} = - 9.18 \text{ kgm}$	$M_{72} = - 9.18 \text{ kgm}$
$M_{36} = -16.69 \text{ kgm}$	$M_{63} = - 16.69 \text{ kgm}$
$M_{45} = -29.00 \text{ kgm}$	$M_{54} = - 29.00 \text{ kgm}$
$M_{56} = 29.07 \text{ kgm}$	$M_{65} = 216.43 \text{ kgm}$
$M_{67} = -199.75 \text{ kgm}$	$M_{76} = 260.27 \text{ kgm}$
$M_{78} = -251.05 \text{ kgm}$	$M_{87} = 311.57 \text{ kgm}$

Toda vez que se tienen estos resultados, entonces se resuelve la estructura realizando sumatorias de momentos de toda la estructura alrededor de los nodos 1 y 8 para obtener las reacciones V_8 y V_1 respectivamente. Luego, las reacciones horizontales se pueden obtener haciendo sumatoria de momentos a la derecha del nodo 3 y a la izquierda del nodo 6 para obtener H_8 y H_1 en ese mismo orden.

De este modo, los resultados que se obtienen son:

$H_1 = - 71 \text{ kg}$, $H_8 = - 71 \text{ kg}$, $V_1 = - 72 \text{ kg}$, $V_8 = 72 \text{ kg}$
 $M_1 = - 312 \text{ kgm}$, $M_4 = - 29 \text{ kgm}$

En donde los signos negativos en las fuerzas implican que se dirigen hacia la izquierda o hacia abajo y los signos negativos en los momentos, que son en sentido antihorario.

Tabla 3.9 REACCIONES DE LOS MARCOS DE SOPORTE.

DIR. X	FUERZA (kg) MOMENTO (kgm)	DIR. Y	FUERZA (kg) MOMENTO (kgm)
--------	------------------------------	--------	------------------------------

V1	2176	V1	- 72
H1	- 434	H1	- 71
M1	- 890	M1	- 312
V4	2523	V8	72
H4	- 36	H8	- 71
M4	- 260	M8	- 312

Nota: Las fuerzas negativas van hacia abajo o a la izquierda y los momentos negativos en sentido antihorario.

Adicional al análisis presentado, a continuación se investiga mediante el uso de un método aproximado (Ref. 6) la flecha al centro del claro de la trabe del marco en la dirección x. El método estriba en calcular el momento de la viga isostática y corregirlo con los momentos en los extremos. Además se utiliza un factor de carga que considera la distribución de la misma sobre la viga.

El Momento Máx. simplemente apoyada = 3189.2 kgm.
 El Momento en el extremo 2 sin factorizar = 1712.0 kgm.
 El Momento en el extremo 3 sin factorizar = -449.0 kgm.
 La longitud de la viga = 624 cm
 El peralte de la viga = 99 cm
 El módulo de sección es: 1333.4 cm³
 Factores de carga Kw = 1.10 y - 0.60

$$f_{sim} = M / S = 318920 \text{ kgcm} / 1333.4 \text{ cm}^3 = 239.17 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_2 = M / S = - 171200 \text{ kgcm} / 1333.4 \text{ cm}^3 = - 128.31 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_3 = M / S = +44900 \text{ kgcm} / 1333.4 \text{ cm}^3 = +33.67 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\Delta = Kw f_{total} (L^2/d)$$

en donde:

f está en ton/cm²,
 L en metros,
 d en centímetros.

$$\Delta = (0.32) (L^2/d)$$

$$\Delta = 0.13 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{PERMISIBLE}} = L / 240 = 2.60 \text{ cm}$$

3.3 Revisión del diseño de la estructura

3.3.1 Revisión de elementos críticos

Para el caso de las cerchas, se puede apreciar que los elementos más esforzados son el elemento 9 con 425.7 kg y el elemento 15 con 571 kg. Ambas fuerzas de compresión.

- **Revisión del elemento 9 de la cercha**

Sección I formada por 3 soleras de 1 ½ in de ancho. El alma y el patín inferior tienen un espesor de 3/16 in y el patín superior tiene un espesor de 1/8 in.

$$\text{Área} = 4.84 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 14.15 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1.71 \text{ cm}$$

Longitud = 70 cm.

Relación $KL / r = 40.9$

$$F_a = 1335 \text{ kg / cm}^2 \text{ (Tabla 10.1 Ref. 6)}$$

$$f_a = 425.7 / 4.84 = 88 \text{ kg / cm}^2$$

$$1335 \text{ kg / cm}^2 > 88 \text{ kg / cm}^2$$

- **Revisión del elemento 15 de la cercha**

Sección LI 2 in x 1/8 in.

$$\text{Área} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 7.91 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1.40 \text{ cm}$$

Longitud = 86 cm.

Relación $KL / r = 61.4$

$$F_a = 1195 \text{ kg / cm}^2 \text{ (Tabla 10.1 Ref. 6)}$$

$$f_a = 571 / 3.10 = 184 \text{ kg / cm}^2$$

$$1195 \text{ kg / cm}^2 > 184 \text{ kg / cm}^2$$

Para el caso de la trabe que forma el cabezal del marco se hace lo siguiente:

▪ **Revisión por flexión de la trabe**

$$\text{Área} = 28.12 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 63300 \text{ cm}^4$$

$$y = 47.5 \text{ cm}$$

$$\text{Momento Flexionante al centro del claro} = 3818 \text{ kgm}$$

$$\text{Esfuerzo permisible } F_p = 1518 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{Módulo de sección} = 63300/47.5 = 1333 \text{ cm}^3$$

$$f = 381800 \text{ kgcm} / 1333 \text{ cm}^3 = 286 \text{ kg / cm}^2$$

$$1518 \text{ kg/cm}^2 > 286 \text{ kg/cm}^2$$

Para el caso de las columnas del marco se tiene:

▪ **Revisión de una columna del marco de soporte**

Sección en celosía formada por 4 ángulos LI 3X3/16 in.

$$\text{Área} = 28.12 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 9170 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 458.5 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud} = 520 \text{ cm.}$$

$$\text{Momentos en la dirección } x = 1170 \text{ kgm y } 890 \text{ kgm}$$

$$\text{Momentos en la dirección } y = 29 \text{ kgm y } 312 \text{ kgm}$$

$$\text{Carga sobre la columna debida a } x = 2176 \text{ kg}$$

$$\text{Carga sobre la columna debida a } y = 72 \text{ kg}$$

$$\text{Carga sobre la columna debida a peso propio} = 225 \text{ kg}$$

$$\text{Carga total} = 2473 \text{ kg.}$$

$$\text{Relación } KL / r = 29$$

Acero A-36

$$F_a = 1402 \text{ kg / cm}^2 \text{ (Tabla 10.1 Ref. 6)}$$

$$f_a = 2473 / 28.12 = 87.94 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_a/F_a = 0.0627$$

Debido a que $0.0627 < 0.15$ (Ver referencia 15), entonces se prueba:

$$\frac{fa}{0.6fy} + \frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1$$

$$fb_x = 117000 / 458.5 = 255.18 \text{ kg / cm}^2$$
$$fb_y = 31200 / 458.5 = 68.05 \text{ kg / cm}^2$$

En este caso se puede hacer:

$$(87.94 + 255.18 + 68.05) / 1518 = 0.271 < 1$$

Por lo tanto, la sección es adecuada.

▪ **Revisión de una sola cuerda de la columna**

El momento de 1170 kgm se puede transformar en un par de fuerzas separadas $(40 - 2(2.1)) = 35.8\text{cm}$ de 3342 kg y que dividido entre las dos cuerdas de compresión queda: 1671 kg por cuerda. Procediendo de manera análoga con el momento de 312 kgm se tienen 436 kg por cuerda.

Se puede considerar que en una sola cuerda de las cuatro que conforman la columna, actúan estas 2 fuerzas en compresión y en otra en tensión, en tanto que en las dos restantes tienen valores diferentes debido a la combinación de efectos. De este modo, la suma de las fuerzas debidas a los momentos es de 2107 kg.

A esta fuerza se le debe sumar la carga total calculada en el apartado anterior de 2473 kg / 4 cuerdas = 618 kg para obtener la fuerza máxima de compresión en una cuerda, que es de 2725 kg y se resta para obtener la fuerza máxima de tensión en una cuerda de 1489kg.

Sección LI 3 in x 3/16 in.
Área = 7.03 cm²
 $I_x = 7.91 \text{ cm}^4$
 $r_x = 1.40 \text{ cm}$
Longitud = 90 cm.
Relación KL / r = 64.3
Fa = 1190 kg / cm² (Tabla 10.1 Ref. 6)
 $fa = 2725 / 7.03 = 388 \text{ kg / cm}^2$
 $1190 \text{ kg / cm}^2 > 388 \text{ kg / cm}^2$

Por lo anterior, puede concluirse que la estructura de recuperación es una estructura segura, incluso puede afirmarse que se encuentra sobrada desde el punto de vista tanto de resistencia como de servicio. En resumen, se trata de una estructura dentro de los parámetros de la seguridad.

3.3.2 Revisión de los apoyos de concreto

- **Sección de los apoyos:**

- Cargas:

Carga sobre los apoyos: $2473 + 2473 = 4946 \text{ kg}$

Área del cimiento: $4.5 \times 0.85 = 3.825 \text{ m}^2$

Presión del cimiento: 1293 kg / m^2

Carga $\omega = 1099 \text{ kg / m} = 1.10 \text{ t / m}$

En el capítulo II se estableció que $M = \omega l^2 / 8$.

Longitud más desfavorable = 6.0 m

$M = 4.95 \text{ tm}$.

$M_u = F_c M = 1.1 \times 4.95 = 5.50 \text{ tm}$.

- Consideraciones:

$f'c = 200 \text{ kg / cm}^2$

$f^*c = (0.80)(200 \text{ kg / cm}^2) = 160 \text{ kg / cm}^2$

$f''c = (0.85)(160 \text{ kg / cm}^2) = 136 \text{ kg / cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg}$.

$d = 80 - 7 = 73 \text{ cm}$.

$b = 85 \text{ cm}$.

$F_R = 0.90$

- Acero mínimo:

$$\rho_{\min.} = \frac{0.70\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.0024$$

$$q_{\min.} = \rho_{\min.} (f_y / f''c) = 0.0728$$

$$\text{Área mínima} = 14.62 \text{ cm}^2$$

- Acero máximo:

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0152$$

$$\rho_{\max} = 0.75(0.0152) = 0.0114$$

$$\text{Área máxima} = 70.73 \text{ cm}^2$$

- Acero requerido:

$$\text{Areq.} = \frac{bd f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f'_c}} \right]$$

$$\text{Areq} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Al ser menor que el acero mínimo, entonces se armarán con el acero mínimo que corresponde a 8 barras del No. 5 en ambos lechos, debido a que el momento calculado es tanto negativo como positivo.

En el caso del refuerzo transversal:

$$V_{cr} = 0.80 \times 85 \times 73(0.2 + 30(0.0024)(f'_c)^{1/2}) = 17080 \text{ kg}$$

Debido a que la contribución del concreto es muy grande, la separación de estribos estará dada por $d / 2 = 36 \text{ cm}$.

El diámetro de los estribos será del No. 3 o 4 según disponibilidad, en acero AR-42 corrugado.

▪ Revisión del anclaje en el concreto

El anclaje de los cimientos se llevará a cabo con mortero epóxico SIKADUR 42. Los mecanismos de falla que reportan los fabricantes son de dos tipos:

- a) Falla del concreto.

b) Falla del ancla.

Se debe revisar, que la adherencia entre el epóxico y el concreto se mayor que el esfuerzo de fluencia del ancla con el objeto de garantizar que ocurra cualquiera de los dos mecanismos antes citados y no aquél en el que el mortero falla.

Tensión máxima en el ancla = 1489 kg.

Acero: A-36.

Diámetro del ancla = 1.90 cm

Diámetro del espacio en el concreto = 5.08 cm

Longitud del ancla = 30 cm

Longitud del espacio en el concreto = 35 cm.

Adherencia del SIKADUR 42 con el concreto = 35 kg / cm²

Área de adherencia del epóxico con el concreto = 559 cm²

Esfuerzo resistente = (35 kg / cm²)(559 cm²) = 19565 kg.

Esfuerzo en tensión pura que resiste el ancla =

(2530 kg / cm²)(2.83 cm²) = 7173 kg.

Esfuerzo permisible en tensión pura que resiste el ancla =

(1518 kg / cm²)(2.83 cm²) = 4295 kg.

Se debe cumplir que: 4295 kg > 1489 kg y

Se debe cumplir que: 19565 kg > 7173 kg.

Además, para evitar que se presente la falla del concreto, los espacios para el colado del mortero deben atravesar el lecho superior del armado del cimiento. (Ver planos E – 01 y E – 02)

3.4 Análisis de la estructura liberada

3.4.1 Consideraciones generales

La estructura de recuperación se liberará cortándole las anclas que le permiten estar fija a las *placas base*, para poder trasladarse en la dirección y (oriente-poniente). El traslado se realizará aplicando una fuerza mediante un gato mecánico de tijera, apoyado en la base de la

columna sur – oriente y simultáneamente se restringirá el movimiento con otro gato de las mismas características apoyado en la columna sur – poniente.

- Cargas:
Peso de los arcos + Peso de la estructura = 5100 kg
Carga viva = (No deberá existir) = 200 kg
Se considera que cada columna carga 2650 kg
Fuerza sísmica = (Para volteo) = 500 kg.
- Dimensiones:
Altura más desfavorable = 5.20 m
Ancho más crítico = 1.90 m
- Coeficiente de fricción estático metal – metal = 0.15

3.4.2 Cálculo de la fuerza desequilibrante

La fuerza de fricción máxima en una columna es igual a la fuerza normal multiplicada por el coeficiente de fricción estático, de manera que se puede establecer:

$$F_{\text{deseq.}} = (2650) (0.15) = 397.5 \text{ kg}$$

Debido a que se trata de dos columnas, la fuerza se debe de duplicar para alcanzar un valor de 795 kg que es menor a 1000 kg que los gatos mecánicos son capaces de proporcionar. Por lo tanto, la estructura se debe desplazar en la forma propuesta.

3.4.3 Revisión del volteo

El procedimiento para realizar la revisión por volteo, consiste en realizar una sumatoria de momentos con respecto a la esquina inferior del marco (punto A) de 5.20 m de altura y 1.90 m de ancho, en la que por separado se suman aquéllos que desequilibran y los que contribuyen al equilibrio. Ambos resultados se dividen y se obtiene un factor de seguridad que debe ser mayor o igual a 1.5.

En este caso, se ha considerado que la fuerza debida al peso tiene una excentricidad debido al pendoleo de las cerchas de 5 cm, en dirección tal que se disminuya el efecto resistente del peso.

De esta manera, el brazo de palanca en relación al punto A es igual a $0.95 \text{ m} - 0.05 \text{ m} = 0.90 \text{ m}$, por lo que el momento resistente será igual a $(0.90)(5300) = 4770 \text{ kgm}$.

Por otro lado, el momento desequilibrante se calcula: $(5.20)(500) = 2600 \text{ kgm}$.

Por último, el factor de seguridad $FS = 4770 / 2600 = 1.83$ por lo cual se considera que la estructura será segura ante el volteo cuando se encuentre liberada.

3.5 Diseño de la nueva columna central

- Cargas:
Peso de los arcos (W_a) + Peso de la columna (W_c).
 $W_a = 2(\text{Dovela 4} + \text{Dovela 5}) + \text{Dovela 3} = 4600 \text{ kg}$
(Ver tabla 3.2) que se redondeará a 5 toneladas.
 $W_c = 0.9 \text{ t}$
 $P = 5.9 \text{ t}$
- Dimensiones:
Altura de la columna = 2.6 m
Diámetro exterior = 0.40 m
Diámetro interior = 0.30 m
- Fuerza sísmica:
 $5.9 \text{ t} \times 0.08 = 0.47 \text{ t}$
- Momento en la base:
 $0.47 \text{ t} \times 2.6 \text{ m} = 1.22 \text{ tm}$.
- Factor de carga:
 $F_c = 1.10$

▪ **Cálculo del refuerzo de acero de la columna**

$$M_u = (1.10)(1.22) = 1.4 \text{ tm.}$$

$$P_u = (1.10)(5.9) = 6.5 \text{ t}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

$$f'_c = 170 \text{ kg / cm}^2$$

Recubrimiento = 3 cm.
Diámetro efectivo $d = 24$ cm
 $d / D = 0.80$
Excentricidad = $M_u / P_u = 0.2154$ m + 0.03 m (acc.) = 0.23 m
 $e / d = 0.23 / 0.30 = 0.78$

$K = P_u / (FR \times \text{área} \times f'_c)$
 $K = 6500 / (0.70 \times 707 \times 170) = 0.0773$
Utilizando ayudas de diseño de la referencia 12 se obtiene:

$q = 0.2$
 $\rho = q (f'_c / f_y) = 0.2(170 / 4200) = 0.0081$
El área de acero requerida $A_{req.} = 0.0081 \times 707 = 5.72$ cm²

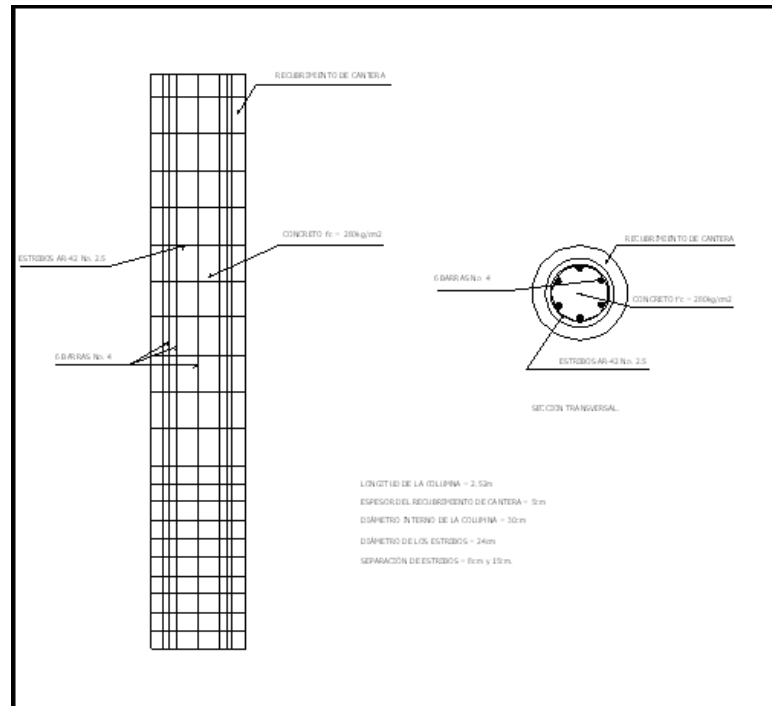
El acero mínimo en la sección debe ser:
 $\rho = 20 / 4200 = 0.00428$

Al ser mayor el acero requerido que el acero mínimo se puede armar con el acero requerido, sin embargo, la misma referencia 12 recomienda utilizar cuando menos 6 barras de acero para formar una columna cilíndrica y cuando menos del No. 4. Entonces se armará con 6 barras del No. 4 y estribos a una separación de 15cm del No. 2.5 por disponibilidad. Los estribos se separarán 8 cm durante los primeros 60cm de la columna y se anclarán 10cm en la base de concreto con mortero epóxico SIKADUR 42.

▪ **Revisión del acero transversal**

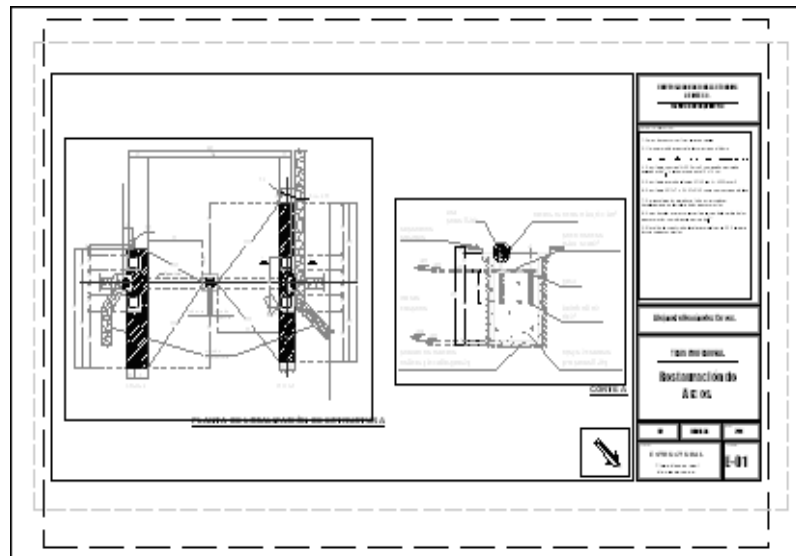
Contribución aproximada del concreto = $0.5 \times 0.8 \times 707 \times (200)^{1/2}$
 $V_{cr} = 4000$ kg.

Al ser mayor que la fuerza cortante actuante se puede proporcionar una separación $d / 2 = 12$ cm que se puede redondear a 15 cm, por lo tanto el refuerzo es apropiado.

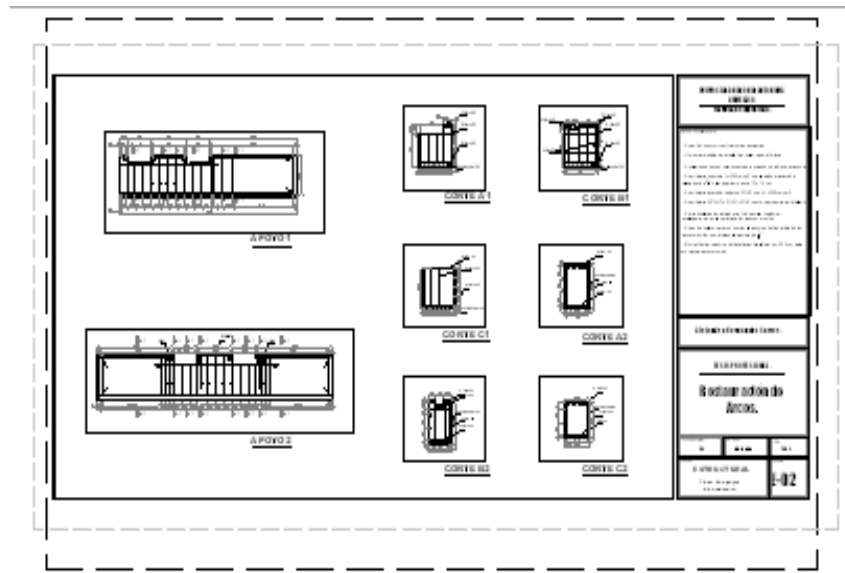


ARMADO DE LA COLUMNA CENTRAL
FIGURA 3.9

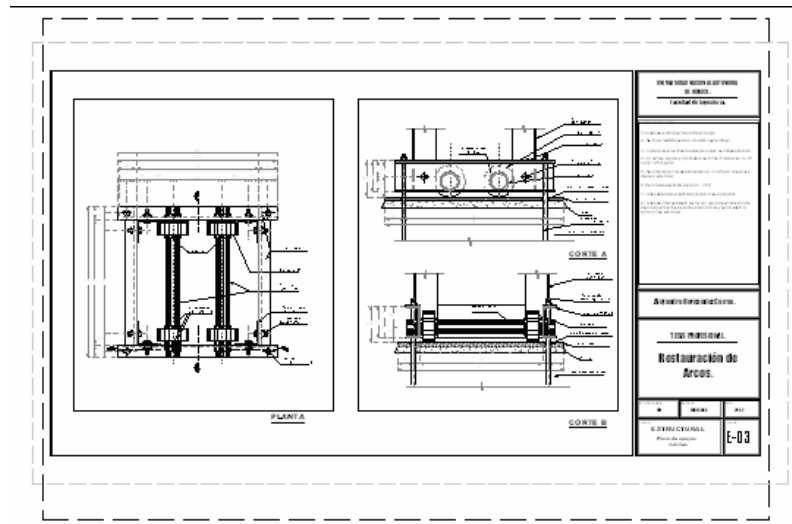
Plano Estructural E-01



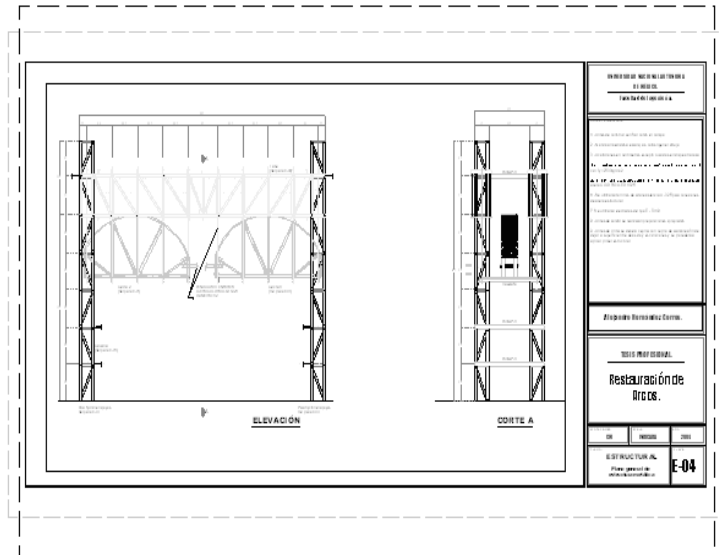
Plano Estructural E-02



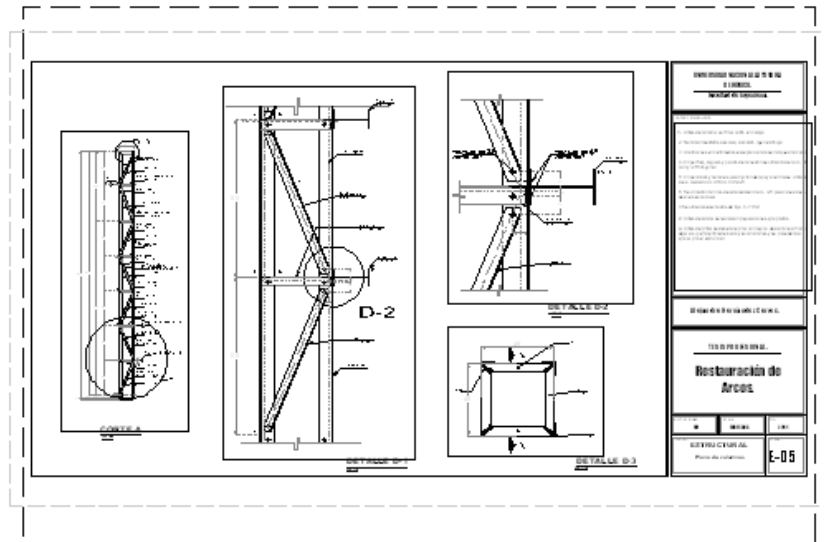
Plano Estructural E-03



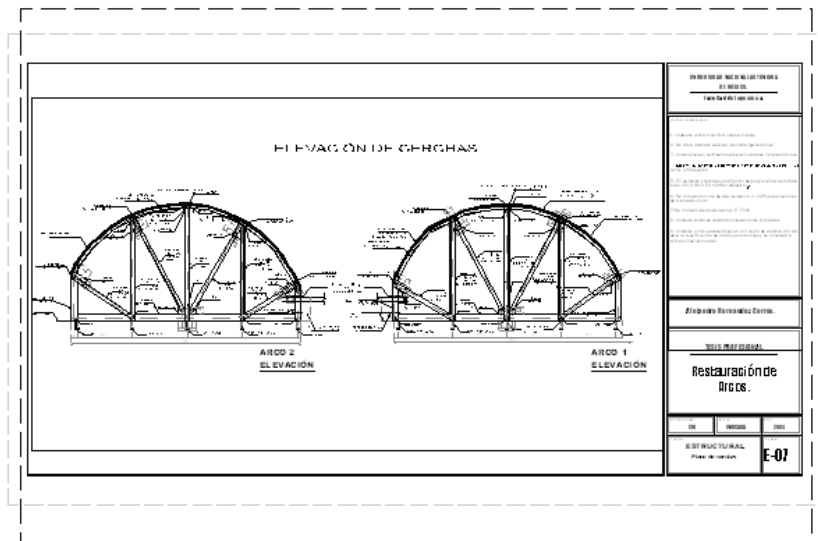
Plano Estructural E-04



Plano Estructural E-05



Plano Estructural E-07



4. CONSTRUCCIÓN

4.1 Planeación de las actividades

La naturaleza de los trabajos a realizar en una restauración exige una apropiada planeación que permita garantizar la factibilidad del proyecto y que adicionalmente ofrezca la posibilidad de programarlo, y por tanto, controlarlo en términos tanto del costo como del tiempo.

Para conseguir dicha planeación es necesario dividir la totalidad del proyecto en sus componentes fundamentales, a los cuales habrá de investigarles la secuencia e interrelación a fin de poder construir, mediante alguna técnica, una representación del plan del proyecto, mismo que definirá el método y el orden del trabajo.

Contando con la secuencia ordenada de las operaciones individuales y apoyándose en sus relaciones económico-temporales, puede hacerse una programación que establezca los tiempos que habrán de consumirse y asimismo, los recursos de cualquier índole.

4.1.1 Descripción general de la construcción

Los trabajos pueden visualizarse en cuatro grandes etapas; la primera de las cuales desarrollará las actividades de fabricación, especialmente de la estructura de recuperación y los elementos que ésta requiere en el sitio de los trabajos para apoyarse; la segunda, de maniobras, donde destacarán el montaje de dicha estructura y el levantamiento de los arcos; la tercera, de restauración, en la que se construirá la columna central; y finalmente la cuarta, de restitución, en donde se devolverá la apariencia original a los arcos y al sitio en general.

- **Etapa de fabricación**

Primeramente, se realizarán los estudios y proyecto ejecutivo de la estructura de recuperación y todos sus componentes, de esta manera se estará en posibilidad de desarrollar los trabajos. En forma seguida, se trabajará paralelamente en tres lugares, por una parte en el taller de fabricación de la estructura, por la otra en el taller de fabricación de la columna de cantera y finalmente, en el sitio de los trabajos en donde se realizará el trazo para los apoyos de concreto que se planea construir, el retiro y conservación cuidadosa del empedrado existente, la elaboración de dichos apoyos y finalmente la colocación de las placas y apoyos metálicos para la estructura fabricada.

- **Etapa de maniobras**

Se montará la estructura metálica y se construirá la pieza central que une ambas cerchas, para así conformar el apoyo provisional al centro de los arcos, de esta manera, se estará en posibilidades de levantar el cuerpo de los mismos para posteriormente, retirar la pieza central de cantera en donde se apoyan ambos arcos con objeto de poder contar con espacio suficiente para realizar el intercambio de columnas. Así, deberá demolerse la columna fracturada procurando rescatar la base de concreto sobre la cual se encuentra apoyada a fin de volverle a utilizar con la nueva columna.

- **Etapa de restauración**

Toda vez que se haya retirado el elemento estructural dañado, se realizarán preparaciones pertinentes en la base de concreto existente para poder anclar el acero de la nueva columna, anclaje que se realizará una vez que la nueva columna hueca de cantera se encuentre reforzada con una camisa metálica y colocada en la posición correcta. Luego, se procederá a colar el concreto del interior y se esperará a que logre la mayor parte de su resistencia a la compresión. Posteriormente, se volverá a colocar la pieza central removida y se alinearán los arcos desplazando toda la estructura de recuperación y se bajarán y una vez que esto suceda se repararán los tres apoyos de los arcos. Adicionalmente, se restaurará la columna central brindándole la textura apropiada y resanando las juntas entre las diferentes piezas que le conformarán.

- **Etapa de restitución**

Se liberará la estructura metálica y se procederá a retirarle para posteriormente reparar el empedrado y restituir la apariencia original del sitio.

4.1.2 Definición de las actividades

En general, la tarea de definir las actividades que componen un proyecto puede ser tan extensa y detallada, o tan simple y general como se desee, el justo medio será producto de las necesidades tanto del proyecto como del ingeniero que planea desarrollar los trabajos.

Para el caso realizado, la intención era tener un número de conceptos relativamente pequeño, pero suficiente para plantear el desarrollo de la obra y las decisiones en cuanto a tiempos y recursos requeridos.

Se realizó el listado de actividades que a continuación se presenta, y adicionalmente su definición detallada a fin de poder contemplar todos los aspectos involucrados en el costo de cada una de las mismas.

Lista de actividades

- a) Estudios previos.
- b) Fabricación de la estructura metálica.
- c) Trazo de la cimentación.
- d) Fabricación de la columna de cantera.
- e) Retiro del empedrado.
- f) Construcción de los apoyos de concreto
- g) Colocación de los apoyos móviles.
- h) Acondicionamiento de la avenida.
- i) Montaje de la estructura metálica.
- j) Maniobra para levantar los arcos.
- k) Recuperación de la pieza central.
- l) Demolición de la columna central.
- m) Construcción de la columna central.
- n) Restitución de la pieza central.
- o) Alineamiento de los arcos.
- p) Reparación de los apoyos.
- q) Liberación de la estructura.
- r) Reparación del empedrado.
- s) Restauración de la columna central.

- a) **Estudios previos:** Realización del proyecto estructural ejecutivo y levantamiento topográfico de los arcos.
- b) **Fabricación de la estructura metálica:** Suministro de materiales, preparación de los mismos, corte de todas las piezas de la estructura de soporte y de las cerchas, perforación de las mismas, soldadura, armado de elementos, pintura y preparación para montaje.
- c) **Trazo de la cimentación:** Realización del trazo de la cimentación, incluye la fabricación de puntas metálicas para colocar las marcas de los apoyos y la visita de la brigada de topografía.
- d) **Fabricación de la columna de cantera:** Suministro de 9 bloques cúbicos de 70 cm por arista de Cantera Remedios. Fabricación de capitel, pedestal y cuatro cilindros huecos de 40 cm y 31 cm de diámetros externo e interno respectivamente. Incluye traslado de los elementos fabricados al lugar de los trabajos.

-
- e) **Retiro del empedrado:** Recuperación de los elementos que conforman el empedrado, incluyendo su limpieza, selección y resguardo en costales, así como su acarreo al lugar donde permanecerán mientras se realizan los demás trabajos.
 - f) **Construcción de los apoyos de concreto:** Excavación de 2 zanjas, la primera de 60 X 600 cm en planta y 120 cm de profundidad, y la segunda de 85 X 450 cm y 120 cm de profundidad en material caracterizado como relleno. Afinado de la excavación y construcción de plantillas y brocales de concreto hecho en obra $f'c = 150 \text{ kg /cm}^2$. Incluye materiales y construcción de la cimbra para los brocales. Suministro de acero de refuerzo AR – 42, habilitación y colocación del mismo. Colado de concreto premezclado $f'c = 200 \text{ kg /cm}^2$, vibrado, curado. Incluye los materiales y la obra de mano para la construcción de la cimbra de los apoyos móviles, asimismo el descimbrado.
 - g) **Colocación de los apoyos móviles:** Colocación de apoyos, suministro y colocación de Sikadur-42 o similar, en anclas de acero y Grout para placas metálicas. Incluye limpieza y preparación de los cimientos.
 - h) **Acondicionamiento de la avenida:** Incluye la reparación del empedrado en las zonas continuas a los apoyos, vegetación y jardineras, así como limpieza cuidadosa de todo el empedrado. Incluye paleo y acarreo del material al camión de escombros y el propio camión de escombros. Costales para almacenar basura.
 - i) **Montaje de la estructura metálica:** Transportación de los elementos estructurales al sitio de los trabajos. Realización del montaje de las columnas y las caras externas e internas de las dos traveses utilizando grúa. Montaje de elementos estructurales que conforman las caras superiores e inferiores de las traveses a mano. Asimismo, montaje de péndolas y cerchas a mano. Incluye la alineación correcta de las piezas metálicas y la fabricación de la pieza central, toda vez que las cerchas se encuentren en correcta posición.
 - j) **Maniobra para levantar los arcos:** Preparación de los arcos para ser levantados, maniobra de levantamiento y reparación de daños ocasionados en los arcos por la maniobra utilizando materiales epóxicos.

-
- k) **Recuperación de la pieza central:** Retiro de la pieza central de cantera y limpieza de juntas.
 - l) **Demolición de la columna central:** Retiro de la columna existente. Incluye la transportación de los elementos retirados.
 - m) **Construcción de la columna central:** Preparación de la base de concreto para anclaje de acero de refuerzo. Habilitado y colocación de armado utilizando resinas epóxicas. Colocación de elementos de cantera reforzados con camisa metálica. Trazo de la posición del nuevo elemento utilizando brigada topográfica. Colado de la columna con concreto $f_c = 250 \text{ kg / cm}^2$ con revenimiento de 10 cm y modificado a 20 cm utilizando superfluidizante; fabricado en obra y sobre artesa de madera forrada con polietileno. Incluye el colado, vibrado, curado y los costos por transportación de material al sitio de los trabajos.
 - n) **Restitución de la pieza central:** Preparación de la pieza retirada de cantera, montaje y colado de la junta inferior con Grout. Incluye calzas metálicas para colocar la pieza en posición correcta.
 - o) **Alineamiento de los arcos:** Corte de las anclas metálicas utilizando soplete. Gato mecánico de tijera para empujar la estructura, resinas tipo SIKADUR 31 y 52 para restitución de juntas de apoyos y preparación para recibirles. Grout y mezcla de cemento, arena y agua. Incluye la brigada de topografía para alineamiento.
 - p) **Reparación de los apoyos:** Colado de la junta central con Grout e inyección de resina tipo SIKADUR 52 en los apoyos. Reparación aparente de las juntas con mortero convencional semejante al utilizado en el arco.
 - q) **Liberación de la estructura metálica:** Retiro de las cerchas y de los marcos metálicos, así como de los apoyos metálicos que se hayan liberado. Incluye el desmontaje a mano y los costos por transportación del material.
 - r) **Reparación del empedrado:** Colocación de material de relleno apisonado sobre apoyos de concreto y fijación del empedrado respetando los rodamientos existentes.
 - s) **Restauración de la columna central:** Retiro de la camisa metálica y reparación de juntas entre los elementos de cantera. Texturización de la misma.

4.1.3 Relaciones entre actividades

Conocer las relaciones lógicas existentes entre los diferentes conceptos permite construir una red de actividades que ofrece la posibilidad de plantear un mapa sobre la secuencia de las mismas, teniendo con ello la posibilidad de conocer el álgebra del trabajo para así establecer las reglas para sumar tiempos y costos.

La red de actividades es el diagrama del plan y programa que muestra la secuencia correcta y la relación entre las actividades y eventos que se requieren para lograr los objetivos del proyecto. Siendo así, puede llamársele también *Retahíla de actividades*, utilizando la palabra retahíla en su estricto significado etimológico que refiere a una sucesión de cosas por su orden.

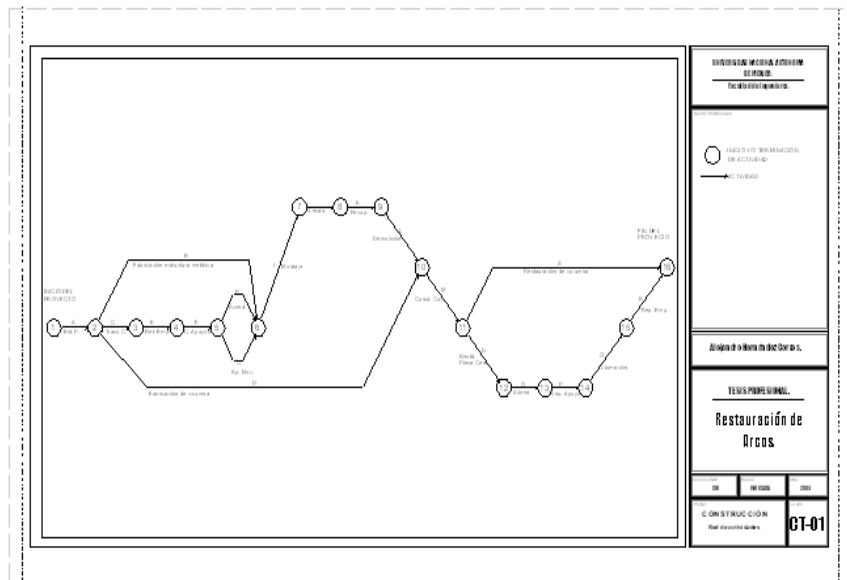
El orden de las actividades al que se alude es un orden lógico de sucesión y precedencia, de esta manera, la tarea consiste en investigar la precedencia y sucesión necesarias de cada actividad.

A menudo se encuentra cierta facilidad cuando el proyecto se divide en etapas como hasta ahora se ha hecho. Así se establece que la etapa de restauración sucede a la de restitución, a su vez ésta a la de maniobras que también se localiza después de la de fabricación.

Los estudios previos son la primera actividad que se requiere realizar a fin de obtener la información exacta en relación a lo que se pretende ejecutar. Posteriormente y de forma paralela, pueden desarrollarse los trabajos de fabricación de estructura metálica, de la fabricación de la columna de cantera y de trazo de la cimentación. Esta última actividad antecede a retirar el empedrado, el cual de la misma manera precede a la construcción de los apoyos de concreto.

Construir los apoyos de concreto puede considerarse una actividad compuesta debido a que la conforman otras como lo son la excavación, la construcción de plantillas y brocales, el habilitado del acero, la colocación de los armados, el colado, la construcción de cimbras para brocales, planeadas a dos usos, la construcción de cimbras para los apoyos móviles y sus anclas y las actividades para retiro de las mismas. Todas estas subactividades fueron consideradas para sumar costos y duración de la actividad, debido a que como puede apreciarse algunas de ellas son paralelas provocando

Red de actividades.



reducciones en la duración. La presentación de las subrutas sobrepasa los alcances de este trabajo, sin embargo, es importante señalar su presencia en la determinación del costo y la duración.

A la colocación de los apoyos móviles precede la terminación de los apoyos de concreto. Así también, a la limpieza y acondicionamiento del sitio; pero por otra parte, ésta última es necesaria para poder montar la estructura. De esta forma el montaje de la estructura es precedido por todas las actividades anteriores con excepción de la fabricación de la columna de cantera que puede prolongarse hasta antes de iniciar la construcción de la nueva columna.

Una vez montada la estructura se deben levantar los arcos y reparar los daños que esto ocasione, para proceder a recuperar la pieza central y posteriormente a demoler la columna.

Toda vez que se haya terminado de demoler la columna central se puede proceder paralelamente a restituir la pieza central y restaurar la apariencia de la misma. Colocada la pieza central se deberán alinear los arcos y bajar para reparar los apoyos tanto central como extremos. Finalmente se puede retirar la estructura y posteriormente reparar el empedrado. (Ver plano CT – 01).

4.2 Programación

La idea del presente trabajo es la de presentar la planeación y programación de los trabajos de restauración efectuados, así como su realización. Para conseguirlo, necesariamente deben conocerse las diferentes relaciones costo – tiempo de las actividades, ya que de otra manera es prácticamente imposible establecer los tiempos de duración de cada una de ellas; así también, en el caso de las relaciones entre las actividades, éstas pueden ser alteradas en función de la disponibilidad de recursos. Por lo anterior, se puede establecer que no es factible realizar una planeación sin el conocimiento de los recursos, sus costos y sus tiempos de desarrollo. Por otra parte, supera los alcances de este trabajo presentar los análisis de precios y sus generadores, de la misma manera, las propias relaciones costo-tiempo. Sin embargo, en lo subsecuente se presentarán los resultados de dichos análisis y el punto seleccionado de las curvas costo – tiempo;

adicionalmente, también se presentarán algunas de las consideraciones más importantes en cuanto a la generación de costos y duración.

Toda vez que se hayan establecido las duraciones y los costos, entonces se realizará el cálculo de la red de actividades, a fin de localizar la ruta crítica, la planeación de gastos y las curvas de sobregiro.

4.2.1 Costo directo y tiempo

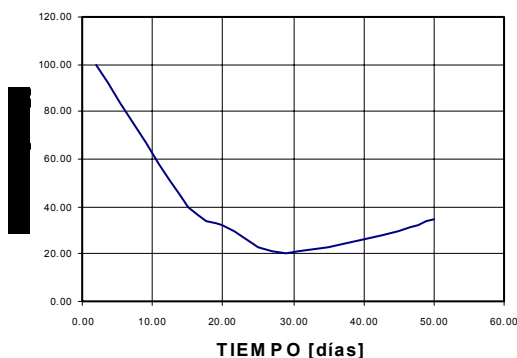
Como ya se indicó, es necesario conocer las relaciones costo-tiempo. Ellas se analizan en la mayor parte de los casos a costo *directo*, de manera que la evaluación de costos indirectos y las utilidades se omite para estos fines y consecuentemente aquí no se presenta su realización. Sin embargo, cabe mencionar la importancia de efectuar un cálculo conveniente de los costos indirectos para este tipo de trabajos y en general para cualquiera que se presente; en el que se analicen los costos generales de administración pesados de acuerdo con el volumen particular de trabajo de la empresa, los gastos técnicos y administrativos que provoque el trabajo particularmente, las comunicaciones y traslados, imprevistos de construcción, seguros, financiamiento, impuestos y fianzas. Por supuesto también, debe buscarse un razonable porcentaje de utilidades como en cualquier trabajo, siguiendo como referencia principal la que plantea el propio mercado.

Las curvas costo-tiempo poseen una primera zona, cuyo comportamiento refleja que las actividades son más costosas en la medida en que se reduce el tiempo de realización, luego existe un punto en el que el costo es mínimo y posteriormente el costo nuevamente vuelve a incrementarse, básicamente por demora.

Es claro que existen dos condiciones que pueden buscarse; la primera aquélla en la que el costo es mínimo y la segunda aquélla en la que el tiempo es mínimo a pesar de ser más costosa. Cuando se busca el costo mínimo, la solución del plan se acostumbra llamar normal, en tanto que cuando el tiempo es mínimo la solución se conoce como la solución de falla.

En particular, para este caso, la solución que se buscó fue la normal, atendiendo a que el costo de la misma debía ser competitivo a fin de lograr la contratación del trabajo. La importancia de realizar este tipo de curvas, efectivamente radica en las actividades más pesadas en costo; por ejemplo, para el caso de la estructura metálica se analizaron diferentes soluciones que representan distintos puntos de la gráfica costo-tiempo. Para 15 días de realización, se subcontrataba el trabajo a razón de 40 pesos por kilogramo; para 20 días se fabricaba a 32 pesos por kilogramo; para 27 días a 21 pesos por kilogramo, para 35 días se subcontrataba en 23 pesos por kilogramo.

**RELACIÓN COSTO - TIEMPO
Fabricación de Estructura Metálica**



La gráfica anterior se ha generado con los puntos antes citados y adicionalmente se han prolongado los trazos inicial y final. En ella puede verse una curva típica de esta índole y se puede apreciar que la solución normal es la de los 27 días y 21 pesos por kilogramo de estructura. De manera análoga, se estudiaron las curvas para cada actividad, por supuesto, dependiendo de la importancia de cada una de las mismas y considerando las limitantes naturales, de este modo, algunas se estudiaron en forma más detallada que otras.

Los costos directos del proyecto no se presentan en términos unitarios debido a que la mayor parte de ellos se han clasificado por lote, sin embargo, los conceptos cuya unidad es diferente, sí se

redactan en esa forma a fin de poder establecer algunas cifras de carácter indicativo. De esta manera, la conveniencia para presentar los costos directos de los diferentes conceptos de obra, ha sido desglosarles en cuatro rubros: el primero que responde a los materiales e insumos, el segundo la obra de mano, el tercero compuesto por rentas de equipos, pagos de servicios y subcontratos y finalmente el cuarto en donde se presentan los costos de herramientas.

Dentro del rubro de las consideraciones necesarias para elaborar los costos de las actividades y su duración, se destacan las siguientes:

- a) **Continuidad de la plantilla de trabajadores:** Esta consideración obedeció por una parte a la disponibilidad de la obra de mano con la que se contaba, y por la otra, a que las dimensiones de cada una de las actividades eran pequeñas, por lo cual, constituía una tarea impráctica cambiar de brigadas en cada tarea. Así que se decidió conservar la misma brigada de trabajadores en la medida de lo posible para diferentes actividades y ocasionalmente incluir técnicos especializados cuando fuera estrictamente necesario. Definitivamente, este es un factor para considerar bajos rendimientos, debido a la poca especialización de los trabajadores.
- b) **Horarios de trabajo restringidos:** A fin de evitar interrumpir el paso en las horas de mayor tránsito local, todos los trabajos en el sitio se planearon desarrollar en jornales menores de 8 horas (10:00 a 17:00 horas) y de lunes a viernes.
- c) **Orden y limpieza del sitio:** El sitio de los trabajos debía mantenerse rigurosamente limpio y ordenado; es decir, antes de terminar cada jornada las labores se concentrarían en limpiar y ordenar el lugar, lo cual necesariamente restaría eficiencia a la jornada.
- d) **Paso vehicular:** Todos los trabajos que impidieran el paso se habrían de interrumpir ante la presencia de cualquier vehículo, salvo aquéllos referentes al montaje de la estructura metálica y demolición.

- e) **Periodo vacacional:** Para el caso del tiempo total, era importante considerar el periodo vacacional acostumbrado en el mes de diciembre, de manera que se decidió acomodar dicho periodo después de colar la columna central, así el concreto tendría suficiente tiempo para alcanzar su resistencia sin necesidad de incluir aditivos. Naturalmente, al no depender de aditivos, el tiempo de construcción de la columna tiene que aumentarse.

Respetando dichas consideraciones puede verse que en todos los conceptos de obra se planeó tener muy bajos rendimientos. Cabe aclarar que la consideración de rendimiento bajo se revisó para cada actividad, sería un grave error intentar considerar una ineficiencia constante en aras de efectuar un simple incremento en el factor de salario real, debido a que no sólo los costos se ven afectados, sino que también los tiempos de duración de cada actividad y por ende inclusive el álgebra del proyecto, en cuanto a suma de costos y tiempos se refiere.

Toda vez que se ha mencionado el factor de salario real, cabe decir que éste se consideró de 1.66 partiendo de las siguientes consideraciones:

- **Días que no se trabajan:** 52 domingos + 7 días de vacaciones + 9 feriados = 67 días.
- **Prestaciones:** 7 días de vacaciones + 1.75 días de prima vacacional + 15 días de aguinaldo = 23.75 días.
- **Seguridad Social:** Seguro Social = 28% + Vivienda 5%
- **Factor de salario real:** $(365 - 90.75) = 274.25$ días.
 $(365 / 274.25) = 1.33$
 $1.33 + 0.28 + 0.05 = 1.66$

Con base en lo anterior, es posible que el lector interesado en realizar el ejercicio de generar los costos pueda llegar a conclusiones similares. Adicionalmente, es necesario mencionar otra consideración de carácter técnico que influyó en la generación de costos, los arcos sufrirían daños producto de la maniobra, dichos daños se consideró que consistirían en la segmentación de los mismos, por lo que habría que repararles dependiendo del tipo de daño.

Así, se tomó como lo más desfavorable, el caso en el que los arcos únicamente se segmentan por una sola sección, teniendo entonces que vaciar la junta de mortero dañada y colocar ahí un material epóxico apropiado.

A continuación se presentan los costos directos generados que se han desglosado en la forma ya descrita.

Tabla 4.1 COSTOS DIRECTOS PLANEADOS

ACTIVIDAD	MATERIAL	OBRA DE MANO	OTROS	HERRAMIENTAS	TOTAL
A			21300.00		21300.00
B	24787.86	26331.68	3300.00	1316.58	55736.12
C	98.47	1134.00		10.02	1242.49
D			9 600.00		9600.00
E	7.50	668.00		20.04	695.54
F	18279.12	7643.82	1330.00	309.47	27562.41
G	2538.36	1336.00	800.00	64.08	4738.44
H	50.00	1336.00	800.00	40.08	2226.08
I		3435.44	8100.00	103.60	11639.04
J	1551.68	4676.00		140.28	6367.96
K		668.00		20.04	688.04
L		668.00	450.00	20.04	1138.04
M	1475.57	3901.00	450.00	117.00	5943.57
N	80.53	668.00		20.04	768.57
O	1763.75	2004.00	4800.00	84.12	8651.87
P	66.00	1336.00		40.08	1442.08
Q		4008.00	1700.00	120.24	5828.24
R	26.00	668.00		20.04	714.04
S	100.00	2672.00		80.16	2852.16
TOTALES	50824.84	63153.94	52630.00	2525.91	169134.69

Tabla 4.2 DURACIÓN PLANEADA DE LAS ACTIVIDADES

CLAVE	ACTIVIDAD	DURACIÓN (DÍAS)
A	Estudios Previos.	15
B	Fabricación de la estructura metálica.	27
C	Trazo de la cimentación.	01
D	Fabricación de la columna de cantera.	20
E	Retiro del empedrado.	01
F	Construcción de los apoyos de concreto.	10
G	Colocación de los apoyos móviles.	02
H	Acondicionamiento de la avenida.	02
I	Montaje de la estructura metálica.	04
J	Maniobra para levantar los arcos.	07
K	Recuperación de la pieza central.	01
L	Demolición de la columna central.	01
M	Construcción de la columna central.	19
N	Restitución de la pieza central.	01
O	Alineamiento de los arcos.	03
P	Reparación de los apoyos.	02
Q	Liberación de la estructura metálica.	06
R	Reparación del empedrado.	01
S	Restauración de la columna central.	04

Ambas tablas, constituyen la solución de los trabajos en términos de los costos directos y de la duración de las actividades.

Como ya se mencionó anteriormente, en algunas de las actividades los costos directos pueden escribirse en términos unitarios con el propósito de tener un indicador. Estos costos, evidentemente se relacionan con dos componentes del proyecto; por una parte la estructura metálica tanto desde el punto de vista de su construcción como desde el punto de vista de su montaje y liberación; y por la otra, los apoyos de concreto (es importante considerar lo ya expuesto en el subcapítulo (4.1.2) en relación a los alcances de cada concepto).

El costo directo unitario para la fabricación de la estructura metálica se planeó en \$ 20.64 por kilogramo de acero. El montaje de la misma en \$ 4.31 por kilogramo y la liberación en \$ 2.16 por kilogramo de acero, alcanzando de este modo un total de \$ 27.11 por la misma unidad.

En cuanto a los apoyos de concreto se refiere, el costo directo unitario planeado era de \$ 3674.99 por metro cúbico de concreto.

4.2.2 Ruta Crítica

Hasta el momento se tienen los siguientes pasos:

- 1) El proyecto se ha descompuesto en actividades únicas.
- 2) Se han enumerado todas las actividades.
- 3) Se han hecho sus especificaciones y restricciones.
- 4) Se ha investigado la precedencia y sucesión de actividades, lo cual ha permitido establecer el arreglo lógico.
- 5) Los datos de tiempo y de costo se han generado para cada actividad.

Con lo anterior, es posible realizar el cálculo de la ruta crítica; es decir, el camino por el cual la suma de los tiempos de duración de las actividades, ofertan el mínimo tiempo de realización del proyecto.

A continuación, procediendo a lo largo de los eventos en orden numérico a partir del inicio, una suma da el tiempo más próximo posible en el que todas las actividades que lleguen a cada evento puedan terminar; éste es, el tiempo más próximo de terminación (TPT) anotado en el óvalo izquierdo de cada evento (Ver plano CT-02).

Siguiendo el procedimiento, cuando se llega al último evento se obtiene el tiempo más próximo posible de terminación del proyecto y es la suma de las duraciones de la ruta más larga posible a través de la red desde el inicio hasta la terminación.

Posteriormente, se procede a retroceder desde el evento final y si se acepta que el tiempo más próximo posible de terminación del proyecto es la duración del mismo, entonces se restan las duraciones de las actividades, con lo cual, se encontrará el tiempo más remoto de terminación (TRT). Este periodo implica que si el tiempo más remoto para una actividad determinada es superado, todo el proyecto se retrasará ese mismo tiempo adicional. Este tiempo se coloca en el óvalo derecho (Ver plano CT-02).

La resta entre ambos valores obtenidos es la holgura para tomar retrasos que generalmente se le denomina tiempo flotante libre (TFL).

Cuando no existe tiempo flotante, se dice que la actividad es crítica y la secuencia que se obtiene del inicio al final de estos eventos críticos es justamente la ruta crítica del proyecto.

Los tiempos de actividad, en general, pueden obtenerse mediante las siguientes ecuaciones:

- Tiempo más próximo de iniciación (**TPI**) = TPT de su evento de cola.
- Tiempo más próximo de terminación (**TPT**) = TPI + duración.
- Tiempo más remoto de terminación (**TRT**) = TRT de su evento inicial
- Tiempo más remoto de iniciación (**TRI**) = TRT – duración.
- Tiempo flotante libre (**TFL**) = TPT – TRT.

En el plano CT – 02 se presenta la ruta crítica del trabajo y los principales tiempos de actividad. Posteriormente, se anexa la tabla 4.3 denominada Programación de Actividades, por ser el nombre que recibe en la literatura, donde se incluye la totalidad de los tiempos de actividad.

Plano construcción CT- 02

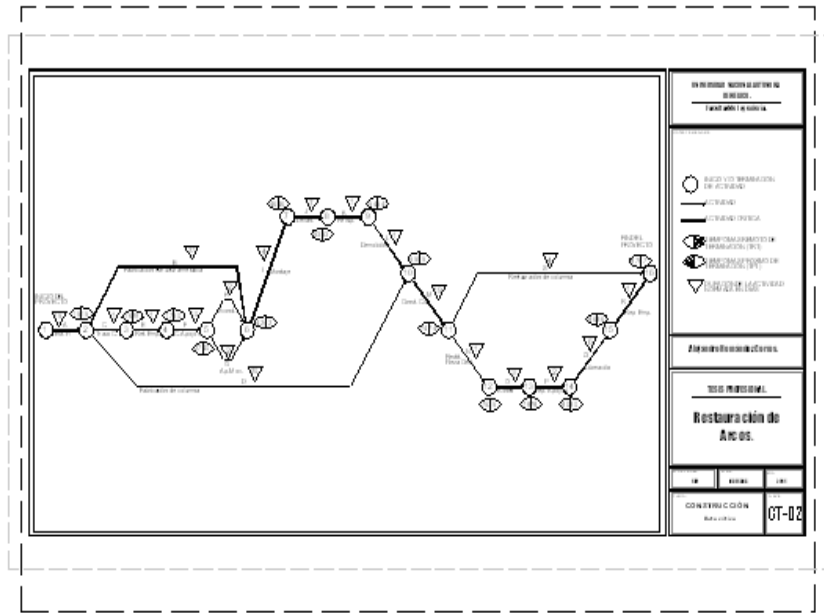


Tabla 4.3 PROGRAMACIÓN DE ACTIVIDADES

C.	ACTIVIDAD	D. (DÍAS)	TPI	TPT	TRT	TRI	TFL (DÍAS)
A	Estudios Previos.	15	00	15	15	00	0
B	Fabricación de la estructura metálica.	27	15	42	42	15	0
C	Trazo de la cimentación.	01	15	16	29	28	13
D	Fabricación de la columna de cantera.	20	15	35	55	35	20
E	Retiro del empedrado.	01	16	17	30	29	13
F	Construcción de los apoyos de concreto.	10	17	27	40	30	13
G	Colocación de los apoyos móviles.	02	27	29	42	40	13
H	Acondicionamiento de la avenida.	02	27	29	42	40	13
I	Montaje de la estructura metálica.	04	42	46	46	42	0
J	Maniobra para levantar los arcos.	07	46	53	53	46	0
K	Recuperación de la pieza central.	01	53	54	54	53	0
L	Demolición de la columna central.	01	54	55	55	54	0
M	Construcción de la columna central.	19	55	74	74	55	0
N	Restitución de la pieza central.	01	74	75	75	74	0
O	Alineamiento de los arcos.	03	75	78	78	75	0
P	Reparación de los apoyos.	02	78	80	80	78	0
Q	Liberación de la estructura metálica.	06	80	86	86	80	0
R	Reparación del empedrado.	01	86	87	87	86	0
S	Restauración de la columna central.	04	74	78	87	83	9

4.2.3 Diagrama de Barras

El resumen de tiempos anterior (tabla 4.3 Programación de Actividades), en rigor, es el primer paso para conseguir la programación del trabajo puesto que por sí mismo no refleja la totalidad del trabajo generado hasta el momento, se pierde el mapa lógico del proyecto.

Afortunadamente, el propio método de la ruta crítica permite generar esquemas escalados al tiempo, es decir, cada actividad puede dibujarse de un tamaño proporcional a su tiempo de duración y obedeciendo su secuencia lógica. No obstante esta ventaja, la literatura en el tema y la costumbre apuntan a la generación de un diagrama de barras que igualmente es escalado y que como tal, ofrece la información más relevante en cuanto a programación respecta y además constituye un instrumento de control invaluable.

La costumbre entonces, es la de generar un esquema de barras con información de cuatro tipos:

- Dibujo con secuencia, orden y escala de las actividades en el que se representa mediante alguna simbología el tiempo disponible para realizar la actividad, la holgura y la duración de la misma.
- Sobre los tiempos de las actividades.
- Sobre los recursos económicos del proyecto.
- Sobre el tiempo total del proyecto.

La técnica para generar estos diagramas resulta muy elocuente toda vez que se analiza con cuidado uno ya hecho (ver plano CT – 03). La única duda que se sugiere para el caso en particular es la de los recursos económicos del trabajo.

En este caso, se decidió por incluir la información referente a cobros, la cual necesariamente depende del acuerdo entre los que pagan y los que realizan el trabajo. Este acuerdo consistió en pagar un primer anticipo que representara aproximadamente el 50% del total de los trabajos pero normado a la primera etapa del proyecto, es decir, la cantidad se cerró en 80% de anticipo para la primera etapa y 20% a la terminación de la misma, y para las otras etapas mismo caso.

Plano de construcción CT – 03

Por lo general, una vez terminado el cálculo de la programación del trabajo, se realiza un balanceo de recursos sobre el diagrama de barras a fin de poder optimizar algún recurso. La ventaja de esta práctica es muy evidente en la medida en que las diferentes actividades que le conforman poseen arreglos paralelos, pues muchos frentes se trabajan simultáneamente y algunos recursos se pueden combinar inteligentemente para hacerlos más eficientes. Cuando las actividades tienen un arreglo seriado, en el que prácticamente todas son críticas, el balanceo de recursos ya no resulta tan evidente, no obstante, se pueden realizar cambios que acomoden de una manera ventajosa las actividades o recursos del proyecto.

En este caso, puede analizarse que hay trabajos en tres sitios simultáneamente. Por un lado en el taller de fabricación metálica, por el otro en el sitio de los trabajos y finalmente en el taller de manufactura en piedra. En cuanto a los dos primeros respecta, se encontró ventaja en hacer coincidir sus tiempos de terminación a fin de reducir el tiempo total de los trabajos en el sitio y de no dejar un intervalo de 13 días efectivos muertos en espera del montaje de la estructura, para ello se hicieron críticas todas las actividades pertenecientes a esa rama como se muestra en el plano CT – 03.

Contando con el plan del proyecto, es posible generar la planeación de gastos con el objeto de determinar los problemas de sobregiro que puedan surgir. Para el caso, el anticipo por etapa era demasiado grande para suponer que pudieran existir problemas de esta índole, sin embargo, la imposibilidad para hacer estimaciones continuamente obligó a estudiar esta información.

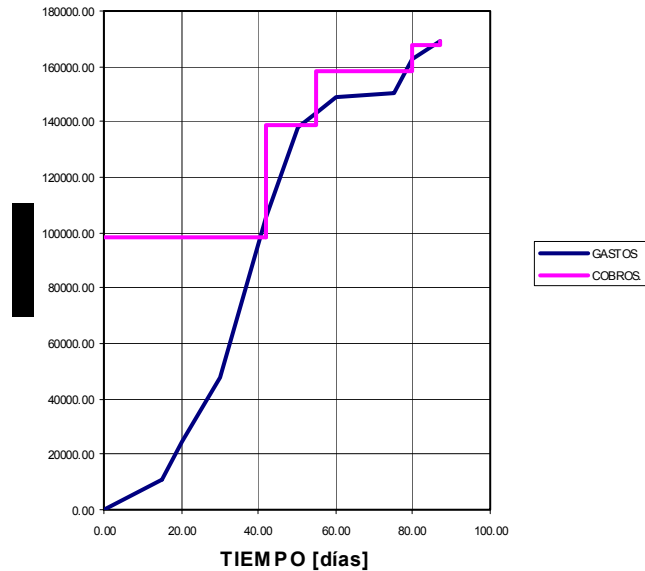
La manera de generarla, es a partir de la secuencia planeada de realización que ofrece el orden en el cual deben de ejercerse los recursos económicos. Adicionalmente, conviene además registrar los porcentajes tanto de avance como de pago. Dependiendo del criterio del ingeniero y sus necesidades administrativas puede encontrar ventajas en utilizar porcentajes absolutos o acumulados, o bien, una combinación de ambos que es la forma en la cual se presenta aquí en la tabla 4.4 denominada Planeación de Gastos.

Por último, lo importante es determinar una curva en donde se comparen los comportamientos de los gastos y las entradas en el tiempo.

Tabla 4.4 PLANEACIÓN DE GASTOS

TIEMPO.	ACTIV.	CANTIDAD	% DE PAGO	AVANCE PLAN	AVANCE PAGO	ARRAST.
0 - 15	A	10650.00	50.00	100.00	50.00	
TOTAL		10650.00				10650.00
16 - 20	B	10321.50	18.52	18.52	18.52	
	D	3840.00	40.00	25.00	40.00	
TOTAL		14161.50				24811.50
21 - 30	B	20643.01	27.04	55.56	55.56	
	C	1242.49	100.00	100.00	100.00	
	E	695.54	100.00	100.00	100.00	
TOTAL		22581.04				47392.54
31 - 42	B	24771.61	100.00	100.00	100.00	
	F	27562.41	100.00	100.00	100.00	
	G	4738.44	100.00	100.00	100.00	
	H	1426.08	64.06	100.00	64.06	
TOTAL		58438.54				105891.08
43 - 50	I	11639.04	100.00	100.00	100.00	
	J	3638.83	57.14	57.14	57.14	
	A	10650.00	50.00	100.00	100.00	
	D	5760.00	60.00	100.00	100.00	
	H	800.00	35.94	100.00	100.00	
TOTAL		32487.87				138378.95
51 - 55	J	2729.13	42.86	100.00	100.00	
	K	688.04	100.00	100.00	100.00	
	L	1138.04	100.00	100.00	100.00	
TOTAL		4555.21				142934.16
56 - 60	M	5943.57	100.00	26.32	100.00	
TOTAL		5943.57				148877.73
61 - 75	M	0.00	0.00	100.00	100.00	
	N	768.57	100.00	100.00	100.00	
	S	713.04	25.00	25.00	25.00	
TOTAL		1481.61				150359.34
76 - 80	O	8651.87	100.00	100.00	100.00	
	P	1442.08	100.00	100.00	100.00	
	S	2139.12	75.00	100.00	100.00	
TOTAL		12233.07				162592.41
81 - 87	Q	5828.24	100.00	100.00	100.00	
	R	714.04	100.00	100.00	100.00	
TOTAL		6542.28				169134.69

CURVA DE GASTOS



De la gráfica anterior, puede concluirse que existen cuatro momentos de sobregiro, el primero en el día 42 de \$7410.22, el segundo en el día 55 de \$3966.62, el tercero de \$3931.64 y el cuarto en el día 87 de \$1308.46.

Debido a que la duración y el monto eran efectivamente pequeños, se podía pensar que no representarían ningún problema. Naturalmente, esta observación debe analizarse en el conjunto de los trabajos que desarrolla la empresa de ingeniería en ese momento a fin de decidir responsablemente sobre la factibilidad económica del desarrollo del proyecto.

4.3 Realización de los trabajos

Todo trabajo de restauración debe redactar la forma en la cual se llevaron a cabo las diferentes actividades planeadas, debido a que es muy difícil *a priori* poder ponderar todos y cada uno de los problemas que se presentarán, no por la falta de análisis, sino por el exceso de incertidumbres asociadas a algunos conceptos y a las circunstancias bajo las cuales se encuentra inmerso el trabajo. Esto no significa que se justifique la diferencia por sistema entre lo planeado y lo realizado, pero de alguna forma hace comprensible el desplazamiento de técnicas, costos y decisiones en general.

4.3.1 Descripción general de los trabajos

Luego del siniestro y de que a los pocos días se presentara la propuesta para restaurar los arcos, la compañía encargada de hacer los pagos, demoró seis meses en dirimir por implantar esta solución. Una vez aprobada, se realizaron los estudios previos, es decir, el levantamiento topográfico, el análisis geotécnico (no incluido en costos debido a que fue realizado por otra compañía), el análisis de los materiales y el proyecto ejecutivo estructural en el lapso de 15 días hábiles. Así, se mandó fabricar la columna de cantera y se comenzó la construcción de la estructura metálica, la cual tuvo una minuciosa supervisión que habría de otorgar frutos mejorando los rendimientos propuestos.

Las medidas adoptadas fueron muy claras gracias al análisis del precio de la estructura, pues este tópico arrojaba que las actividades de mayor costo por obra de mano en la estructura metálica y por tanto duración, eran la de perforación y armado, por lo que se atacó básicamente en dos frentes, el primero constituido por trabes y el segundo por cerchas y columnas, para ambas actividades. Las otras actividades, con excepción de las de soldadura, se realizaron secuencialmente, preparando los perfiles con PRIMER estructural, cortando, perforando, armando y finalmente pintando. La etapa de soldadura fue paralela a las actividades antes señaladas a partir de que se terminaron los cortes, evidentemente con tiempos muertos intercalados que desde el principio se planeó tener y por tanto se contrató bajo esa premisa.

La etapa de cortes se había planeado a 7 días, pensado en un rendimiento de 120 cortes diarios, sin embargo, se redujo a 6 días, debido básicamente al cuidado en los cortes, y a que la línea de producción en el taller se tenía perfectamente dibujada.

Cabe mencionar, que lo más rápido de la etapa, es el tiempo efectivo de corte, es decir, la mayor parte del tiempo se consume trazando y maniobrando los perfiles dentro del taller para colocarlos en la posición de corte, por lo que cuidar la logística del trabajo y las actividades de trazo fue determinante para mejorar el rendimiento y la calidad del trabajo.

La etapa de perforación se planeó en 10 días rindiendo aproximadamente 400 agujeros por día. El rendimiento se pudo mejorar y la duración fue de 6 días. Nuevamente, los aspectos de trazo y logística fueron útiles para poder ganar tiempo. Es preciso citar que el número de agujeros cuantificado fue de 1954, sin embargo, hay que tener en mente que los agujeros se guían, por lo cual se deben considerar dobles. Algo similar ocurre con los cortes, éstos se pueden cuantificar y afectar por un factor que encierre la complejidad del corte, así los rendimientos representan con mayor fidelidad lo que ocurre.



**ARMADO DE COLUMNAS
FOTOGRAFÍA 4.1**

Toda vez que las piezas estuvieron cortadas y perforadas, entonces se procedió a armar los elementos, comenzando con las columnas (ver fotografía 4.1) y prosiguiendo con las cerchas y finalmente las traveses.

En general, puede decirse que se mejoraron los tiempos planeados y la construcción metálica se realizó sin que se presentara ninguna clase de obstáculo. La construcción se realizó, en términos generales, fielmente a lo establecido en el proyecto y al detallado que generó la ingeniería de taller. El único cambio que se realizó al proyecto metálico tuvo lugar en las traveses y en concreto fue haber soldado las diagonales centrales D – 6 a la placa inferior en lugar de atornillar, decisión que se tomó para garantizar la posición de los elementos y poder armar rápidamente. El éxito de la construcción metálica estribó en el sistema de marcos soldados con plantilla que permitió armar las columnas rápidamente y además garantizó que las dimensiones de los elementos fueran exactas, situación que favorecería el montaje de la estructura en el sitio. El sistema de caras planas de las traveses, también fue muy rápido de armar en relación a lo planeado, siendo las actividades con demora, las de armar las caras superiores e inferiores de las traveses y de construir los apoyos móviles.



**APOYOS MÓVILES TERMINADOS
FOTOGRAFÍA 4.2**

No obstante la clasificación de actividades con demora, en el armado y la fabricación de piezas especiales como péndolas y apoyos, se mejoraron los tiempos y pudieron terminarse en 6 días, es decir, tres días antes de lo previsto.

Los apoyos móviles, como puede apreciarse en las fotografías 4.2 y 4.3, se construyeron fielmente a lo establecido en el plano estructural E – 03. Primero se cortaron los ejes, las rodajas de presión y los travesaños del marco, posteriormente se perforaron los mismos travesaños y los ejes, además se roscó la perforación de los ejes y de las rodajas de presión para posteriormente colocar los prisioneros, luego se ensamblaron para soldadura sobre la plantilla que se había utilizado para soldar los marcos de las columnas, finalmente, se retiraron y se terminó el proceso de soldadura para después cepillar y luego pintar.

Adicionalmente, se incorporaron los apoyos móviles a las placas de apoyo. Se realizó perforando la placa y colocando el apoyo móvil con el ancla, luego se colocaría soldadura entre la placa y el ancla y se apretarían las tuercas de fijación del ancla.



**APOYOS MÓVILES INCORPORADOS A PLACAS
FOTOGRAFÍA 4.3**

Toda vez que se tuvo lista la estructura, ésta se preparó para montaje. Dicha preparación consistió en desarmar las caras superiores e inferiores de las traveses y en dejar todos los demás elementos armados y listos.

La rapidez en la construcción de la estructura generó que se decidiera comenzar antes la ejecución de los trabajos en el sitio, ya que el propósito era terminar simultáneamente la construcción metálica y la de los apoyos de concreto para montar inmediatamente.

Primero se realizó el trazo de la cimentación y luego se retiró el empedrado para posteriormente comenzar la excavación de los cimientos. En este rubro se cometieron varios errores: el primero fue que el producto de la excavación no se colocó sobre plástico, de manera que toda la avenida estuvo sucia durante la construcción; el segundo fue que no se colaron ni las plantillas ni los brocales; el tercero fue que el acero de refuerzo se habilitó con dimensiones erróneas, de manera que hubo que corregir dicho habilitado.



**EXCAVACIÓN PARA CONSTRUIR LOS APOYOS
FOTOGRAFÍA 4.4**

La presencia de un tubo de drenaje ya prevista, resultó otro objeto de demora adicional. Otro error, fue no haber afinado la excavación lateral, de manera que resultaba casi imposible poder

troquelar apropiadamente los armados, a los que estaban unidos las cimbras para los cajones donde se colocarían las placas con los apoyos móviles. Esto condujo a que los armados se desplazaran cuando se colocó el concreto y por lo tanto se perdiera la mejor posición para las placas base.



**CIMBRA PARA APOYOS MÓVILES
FOTOGRAFÍA 4.5**



**AVENIDA DESPUÉS DEL COLADO
FOTOGRAFÍA 4.6**

El colado se realizó con concreto fabricado en planta con un $f'c = 200 \text{ kg / cm}^2$, y se vació por gravedad en los cimientos, naturalmente, se vibró y se curó. Durante el colado, cayó concreto en el interior de los tubos de PVC de las cimbras, mismo al que se le agregó agua en exceso para evitar su fraguado. No obstante, fue muy demorado descimbrar.

Posteriormente, se acondicionó la avenida realizando una limpieza exhaustiva del sitio y se procedió a reparar el empedrado y las jardineras en las partes en donde esto era posible.

Al mismo tiempo, se comenzó a colocar los apoyos móviles. Esta colocación, nuevamente generó demora, pues hubo circunstancias adversas. Por una parte el desplazamiento de los espacios para las anclas y por la otra, las lluvias.

De este modo, se colocaron los apoyos en la posición y nivel correctos con la salvedad de que uno de ellos, el sur-oriente, no fue posible alinearlos del todo, por lo cual quedó desplazado unos 5 milímetros en la dirección Oriente-Poniente y en sentido hacia el eje longitudinal de los arcos. Se coló con SIKADUR 42 utilizando el espacio entre las anclas y los tubos en dos etapas. Primero tres apoyos y luego el último, el norte-poniente. Luego se coló FESTERGROUT en el espacio entre placas y cimientos.

Cabe mencionar que un ancla del último apoyo falló, evidentemente, esto se encontró ya que se había retirado la estructura metálica. La razón fue que las condiciones de humedad en el concreto no fueron las apropiadas debido a la lluvia, por lo que el epóxico no desarrolló la adherencia apropiada. En general, esta situación es tajante, es decir, cuando uno de estos materiales no desarrolla su resistencia por alguna clase de variación química, la variación de la misma en relación a la resistencia que establece el fabricante es abismal. Una tarea del ingeniero de campo, es establecer en el sitio las condiciones necesarias para el buen colado del epóxico seleccionado y cuando no sea posible, entonces es mejor cuestionar la selección o el uso de dicho material.

Se procedió a montar la estructura utilizando una grúa neumática provista de pluma y tornamesa y de dimensiones suficientemente pequeñas como para poder montar desde el lado

oriente (lado de casas) para así poder colocar un camión con los elementos estructurales del lado poniente. La grúa, tomó directamente de la plataforma del camión cada columna, las levantó aproximadamente 12 metros para poder librar los cables y las insertó en los apoyos móviles anclados. De este modo, en un lapso de 1 hora y media se montaron. Inmediatamente se comenzaron a montar las caras de las trabes, iniciando por las interiores, es decir, las que son más cercanas al cuerpo de los arcos y luego las exteriores. Finalmente, la grúa acomodó las cerchas a un costado sobre la banqueta. La maniobra duró 3 horas y media (ver fotografía 4.7).



**ESTRUCTURA MONTADA POR GRÚA
FOTOGRAFÍA 4.7**

Posteriormente, se terminaron de alinear los elementos ya colocados, se montaron los puntales P – 1 (ver planos E – 04 y E – 05) y se comenzaron a armar las caras inferiores y superiores de las trabes. Una vez terminados los marcos de soporte, se colocaron las péndolas y se montaron las cerchas utilizando un arreglo de poleas. Se terminaron de colocar los travesaños en las cerchas y éstas se ajustaron a los arcos a fin de poder colocar la pieza central que uniría las cerchas (ver fotografía 4.9). Esta última pieza generó demora y el montaje se terminó un día después de lo planeado.

Fotografía toda la página.



**Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Ingeniería.**



**ESTRUCTURA METÁLICA
(ANTES DE COLOCAR PIEZA CENTRAL)
FOTOGRAFÍA 4.9**

Terminado el montaje, entonces se procedió a preparar los arcos para ejecutar la maniobra de levantamiento. La preparación consistió en vaciar perimetralmente la junta entre los arcos y su primer pieza, de esta manera se agrietaría de ahí al levantarles.

La maniobra se comenzó a realizar operando las péndolas desde el lado sur hacia el norte girándoles una sola vuelta simultáneamente. Así, se consiguió levantar los arcos 6 milímetros. No se presentó ninguna clase de daño por efecto de la maniobra. Ya que los arcos se levantaron, se presentó en el transcurso del fin de semana un asentamiento de aproximadamente 5 milímetros, por lo que hubo que volverles a levantar de la misma manera hasta volver alcanzar los mismos 6 milímetros. Cabe aclarar que dicho asentamiento pudo deberse no sólo al terreno en donde estaba previsto, sino también al elastómero colocado en la parte superior de las cerchas.

Ya levantados los arcos, entonces se planteó retirar la pieza central de cantera, la cual debía inclinarse para poder salir, ya que podía golpear uno de los tensores centrales. Al inclinar la pieza, se inclinó la columna hacia el lado poniente, situación que no parecía ser grave pues se sabía que tenía acero en su interior y por tanto podía resistir esa inclinación, sin embargo, al sacar la pieza se desplomó.

Fotografía Toda la Página





**ARCOS SOPORTADOS SIN COLUMNA CENTRAL
(TOMADA DESDE EL LADO ORIENTE)
FOTOGRAFÍA 4.11**



**ARCOS SOPORTADOS SIN COLUMNA CENTRAL
(TOMADA DESDE EL LADO PONIENTE)
FOTOGRAFÍA 4.12**

Una vez que se retiraron la pieza central y la columna (ver fotografías 4.11 y 4.12), entonces se comenzó a preparar la base de concreto, es decir, se perforó para recibir las varillas del refuerzo interno de la columna. Se introdujo el armado en la nueva columna de cantera que se encontraba encamisada y se trasladó a su posición. Levantada sobre unas calzas metálicas, se insertó el armado en las perforaciones y la columna se alineó correctamente para después hacer un colado con resina tipo SIKADUR 42 y con esto quedó anclado el refuerzo de la nueva columna.

Desafortunadamente, hubo que sustituir el pedestal de la columna, debido variaciones en su construcción que ponían en riesgo la apariencia final, de modo que se mandó construir de nueva cuenta y se realizó la transacción de pedestales, sin dañar el anclaje del refuerzo y toda vez que se alineó la columna entonces se colocó FESTERGROUT por debajo del nuevo pedestal con el objeto de que apoyara perfectamente. Esto llevó a una variación de 12 milímetros en el nivel, en relación al original.

Luego, se coló la columna central con un concreto fabricado en el sitio con un $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Se vibró y esto generó una fisura en uno de los cilindros de cantera. La camisa metálica impidió que se abriera. Esta situación era de esperarse, sin embargo, no se podía dejar de vibrar el concreto, por esta razón se había colocado dicha camisa. La pieza de cantera quedó pegada al concreto interior al punto de resistir el agresivo proceso de texturización con martelina.

Se tomó el periodo vacacional de diciembre y durante él se presentó un sismo de más de 6.5 grados en escala Richter con dos réplicas de menor intensidad a los 30 minutos de haber ocurrido. El resultado fue que las cerchas pendolearon y el apoyo sur del cuerpo de los arcos se deslizó hacia su posición original unos cuatro milímetros, sin ocasionar ningún daño. El acontecimiento confirmó la posibilidad que se tenía para trasladar los arcos sin ocasionarles daños.

Se restituyó la pieza central de los arcos utilizando FESTERGROUT para fijarla a la columna, naturalmente haciendo una estimación de la posición recuperada que tendrían los arcos una vez que se trasladaran.

Se comenzó a hacer lo necesario para alinear los arcos, esto era, cortar todas las anclas de la estructura. Sin embargo, por la posición de corte era muy difícil lograrlo, de manera que se decidió primero cortar todas las de lado sur, aflojar las tuercas del lado norte y realizar un primer intento por trasladar toda la estructura. De este modo, incluso sería más fácil desmontar la estructura ya que se liberara.

Se actuó conforme a lo arriba expuesto y se logró alinear los arcos (ver fotografías 4.13 y 4.14) utilizando dos gatos mecánicos de tijera operados simultáneamente, el primero en lado oriente empujando la estructura y el segundo en el poniente restringiendo el movimiento.

Entonces, se comenzaron a bajar los arcos operando en forma inversa las péndolas a la adoptada para levantarles. Antes de entrar en contacto con los apoyos, se limpió la superficie de contacto con un compresor de aire y se proporcionó un epóxico a la misma. Inmediatamente se bajaron los arcos hasta hacer contacto con dicha superficie y alcanzar en la parte central el mismo nivel que tenía inicialmente (ver fotografías 4.15, 4.16 y 4.17).

Más allá de la traza que dibuja la cantera, se repararon los apoyos utilizando FESTERGROUT hasta donde el espesor por colar no superara los 3.5 centímetros, y donde fue mayor se utilizaría una mezcla arena – agua – cemento convencional. En toda la longitud se dejó un espacio de 1.5 centímetros con el objeto de posteriormente utilizar un mortero que igualara las características aparentes del otro empleado en las demás piezas.

Reparados los apoyos, entonces se comenzó la liberación de la estructura (fotografía 4.18), para lo cual, nuevamente se operaron las péndolas de norte a sur hasta que claramente las cerchas dejaron de presionar los arcos. Llegados a este punto, se comenzaron a retirar los travesaños y las péndolas para desmontar las cerchas. Toda vez que se liberaron las cerchas, entonces se desmontaron las caras inferiores y superiores de las trabes para luego retirar las caras exteriores e interiores y finalmente los puntales P -1.

Antes de desmontar estas caras se retiraron las diagonales de las columnas liberadas y se restringieron con torsales, de manera que no fueran a voltearse.



**ARCOS DESPLAZADOS
(APOYO SUR)
FOTOGRAFÍA 4.13**



**ARCOS ALINEADOS
(APOYO SUR)
FOTOGRAFÍA 4.14**



**ARCOS LEVANTADOS
(APOYO NORTE)
FOTOGRAFÍA 4.15**



**ARCOS SOBRE SUS APOYOS
(APOYO NORTE)
FOTOGRAFÍA 4.16**



**COLADO DE LA JUNTA CENTRAL
FOTOGRAFÍA 4.17**



**ESTRUCTURA METÁLICA LIBERADA
FOTOGRAFÍA 4.18**



**RECUPERACIÓN DE LA VERTICAL DE LOS ARCOS
FOTOGRAFÍA 4.19**

Ya que se liberaron las traveses, se quitaron las columnas del lado sur desplomándoles lentamente sobre la avenida, en tanto que las del lado norte se desmontaron pieza por pieza.

Se restituyó el empedrado y las jardineras en forma total y finalmente, se retiró la camisa metálica de la columna central y se comenzaron a arreglar las juntas entre los cilindros de cantera y entre el capitel y el pedestal; asimismo, los daños causados durante el colado y el traslado, utilizando una mezcla arena – agua – cemento en la que la arena se combina con polvo de la misma cantera.



**RESTAURACIÓN DE JUNTAS
FOTOGRAFÍA 4.20**



**TEXTURIZACIÓN DE LA COLUMNA
FOTOGRAFÍA 4.21**



**RESTAURACIÓN TERMINADA I
FOTOGRAFÍA 4.22**



**RESTAURACIÓN TERMINADA II
FOTOGRAFÍA 4.23**

4.3.2 Comparación de las actividades planeadas con las ejecutadas

La intención de la presente sección es señalar las principales diferencias que existieron entre lo planeado y lo que efectivamente ocurrió.

La información presentada, permite establecer en muchos casos al detalle las diferencias en los principales rubros del trabajo. No obstante, sólo se contrastarán aquellos que por su importancia fueron sobresalientes en materia de los propios trabajos, de los costos y duraciones y de los gastos.

En cuanto a los trabajos respecta, la fabricación de la estructura metálica, la etapa de maniobras y las de restauración y restitución se siguieron prácticamente al pie de la letra. Por el contrario, la construcción de los apoyos de concreto presentó diferencias en relación a lo establecido previamente y que fueron producto de errores como el de no haber colado las plantillas de concreto, o como no colocar todo el refuerzo transversal en los apoyos por estar mal habilitado, o por último, como haber provocado desplazamientos en los mismos apoyos y haber tenido pésimos rendimientos. Lo anterior, sólo se puede entender a través de una mala dirección de los trabajos. Otra diferencia importante, estribó en la liberación parcial de la estructura metálica, situación que benefició los costos, tanto por liberación de la estructura, como por maniobra de alineamiento.

Desde el punto de vista de los costos, las diferencias en los trabajos y otras de carácter circunstancial, suscitaron cambios en el plan de los gastos. Por lo anterior, en la siguiente página se presenta una tabla en la cual se encuentran los costos directos reales (tabla 4.5), ella puede ser contrastada con la tabla 4.1, ubicada en la sección 4.2.1, denominada Costos Directos Planeados.

En ellas pueden distinguirse las siguientes diferencias. La fabricación de la estructura metálica resultó un 10% más económica, debido a la obra de mano que observó mejores rendimientos. La fabricación de la columna de cantera resultó más cara de lo previsto, debido a que el pedestal se tuvo que fabricar dos veces.

Tabla 4.5 COSTOS DIRECTOS REALES

ACTIVIDAD	MATERIAL	OBRA DE MANO	OTROS	HERRAMIENTAS	TOTAL
A			21300.00		21300.00
B	25362.56	20370.87	3300	1316.58	50350.01
C	98.47	1131.51		10.02	1240.00
D			10500.00		10500.00
E	7.50	334.00		20.04	361.54
F	13569.32	14235.83	1330.00	309.47	29444.62
G	2538.36	2672.00	800.00	64.08	6074.44
H	90.00	1336.00	800.00	40.08	2266.08
I		3340.00	6800.00	103.60	10243.06
J	4.00	1002.00		140.28	1146.28
K		267.20		20.04	287.24
L		66.80	450.00	20.04	536.84
M	1475.57	3472.00	450.00	117.00	5514.57
N	80.53	668.00		20.04	768.57
O	1763.75	668.00	2800.00	84.12	5315.87
P	66.00	668.00		40.08	774.08
Q		2672.00	1700.00	120.24	4492.24
R	26.00	668.00		20.04	714.04
S	100.00	2004.00		80.16	2184.16
TOTALES	45182.06	55576.20	50230.00	2525.91	153513.64

Retirar el empedrado fue más barato, en tanto que la construcción de los apoyos de concreto, ligeramente más cara; sin embargo, cabe analizar en este concepto que la obra de mano fue excesivamente cara, sólo que el costo integrado no observó dicho exceso, porque en el rubro de materiales, se gastó menos dinero, lo cual presume un ejercicio incompleto de los mismos.

El montaje fue más barato, ya que se logró una mejor contratación del servicio de grúa, por lo que la variación favoreció.

La etapa de maniobras, en general tuvo grandes ahorros debido a que algunos eventos no ocurrieron; por ejemplo, que los arcos se agrietaran; asimismo, el cambio en la maniobra de deslizamiento, ocasionó disminuciones importantes.

Desde el punto de vista de las duraciones de las actividades hay que mencionar que las diferencias en favor de prolongar la terminación se debieron a la construcción de la columna central, la construcción de los apoyos de concreto y la fabricación de las piezas de cantera. Naturalmente, las actividades relacionadas con las maniobras sobre los arcos se redujeron considerablemente.

Un asunto importante de mencionar, son los tiempos calendario, de los cuales desafortunadamente no se realizaron registros, de modo que por tal motivo es que se han manejado en tiempos efectivos. En ese sentido debe mencionarse que existieron tiempos muertos entre actividades no planeados.

En cuanto al rubro de los gastos, cabe mencionar que la variación más importante fue desde el punto de vista de los cobros, ya que una vez terminada la etapa de maniobras se liquidó la totalidad del monto de los trabajos. Por esa razón el proyecto se ha dividido ahora en tres grandes etapas: fabricación, maniobras y restauración.

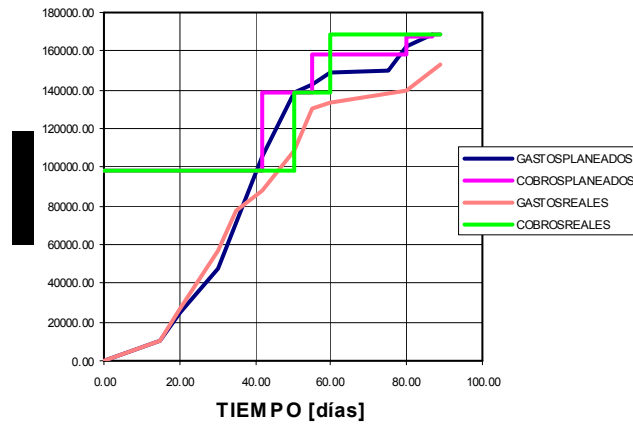
El condensado de estas diferencias se localiza en el plano CT – 04. que se ubica en la siguiente página. Ahí, en realidad lo que se ha hecho, es poner en evidencia que el diagrama de barras también puede utilizarse como un instrumento de control, cuando se superponen las actividades planeadas con lo que se va realizando.

Tabla 4.6 REALIZACIÓN DE GASTOS

TIEMPO	ACTIV.	CANTIDAD	% DE PAGO	AVANCE PLAN	AVANCE PAGO	ARRAST.
0 - 15	A	10650.00	50.00	100.00	50.00	
TOTAL		10650.00				10650.00
16 - 20	B	12587.50	25.00	25.00	25.00	
	D	3840.00	36.57	20.00	36.57	
TOTAL		16427.50				27077.50
21 - 30	B	25175.01	50.00	75.00	75.00	
	C	1240.00	100.00	100.00	100.00	
	E	361.54	100.00	100.00	100.00	
	F	3099.43	10.53	10.53	10.53	
TOTAL		29875.98				56953.48
31 - 35	B	12587.50	25.00	100.00	100.00	
	F	7748.58	26.32	36.85	36.85	
TOTAL		20336.08				77289.56
36 - 42	F	10848.02	36.84	73.69	73.69	
TOTAL		10848.02				88137.58
43 - 50	D	5760.00	54.86	91.43	91.43	
	F	7748.58	26.32	100.00	100.00	
	G	4555.83	75.00	75.00	75.00	
	H	2266.08	100.00	100.00	100.00	
TOTAL		20330.49				108468.07
51 - 55	G	1518.61	25.00	100.00	100.00	
	I	9575.06	93.48	80.00	93.48	
	A	10650.00	50.00	100.00	100.00	
TOTAL		21743.67				130211.74
56 - 60	I	668.00	6.52	100.00	100.00	
	J	1146.28	100.00	100.00	100.00	
	K	287.24	100.00	100.00	100.00	
	L	536.84	100.00	100.00	100.00	
	D	900.00	8.57	100.00	100.00	
TOTAL		3538.36				133750.10
61 - 80	M	5514.57	100.00	100.00	100.00	
	N	768.57	100.00	100.00	100.00	
TOTAL		6283.14				140032.24
81 - 89	O	5315.87	100.00	100.00	100.00	
	P	714.08	100.00	100.00	100.00	
	Q	4492.24	100.00	100.00	100.00	
	R	714.04	100.00	100.00	100.00	
	S	2184.16	100.00	100.00	100.00	
TOTAL		13480.39				153513.64

Naturalmente, al hacer variaciones en costos y en tiempos también se modifica el álgebra de la planeación de los gastos. Aunado a ello, también los cambios en los cobros modifican las curvas de sobregiro y por tal motivo se presentan a continuación.

COMPARACIÓN DE LAS CURVAS DE GASTOS



Finalmente, se obtuvieron ganancias por encima de las establecidas, y tiempos efectivos totales muy similares, no así los tiempos calendario donde la duración fue mayor, los sobregiros también fueron menores, no sólo en monto sino también en número, lo cual permitió que los trabajos se realizaran económicamente holgados.

5. CONCLUSIONES

5.1 Conclusiones sobre restauración

Restaurar en el sentido integral, es liberar de elementos clasificados como inservibles o cuya presencia sea injustificada, restituir el espacio, la apariencia, la utilidad e incorporar las soluciones a los problemas desde el punto de vista que oferten las circunstancias actuales e incluyendo la visión futura del propio monumento; es decir, habrá que proporcionar responsablemente un trinomio temporal que habrá de tomar como referencia el pretérito, considerar que se desarrolla en el presente, con los conocimientos y tecnologías presentes, y que dicho monumento desempeñará diferentes funciones y existirá en el futuro. De esta manera, puede aceptarse que no se logrará llevar el inmueble a las condiciones idénticas que poseía en el pasado, sino que se realizará un esfuerzo insuperable por mitigar los efectos más significativos que se han presentado a lo largo de la vida del mismo en aras de conservarle por más tiempo. Puede aceptarse también que deberán tenerse conceptos actuales, por ejemplo, la seguridad estructural del inmueble, que deberá ser consistente con el desarrollo que se tenga del conocimiento de la misma y finalmente, tendrá que aceptarse que el desempeño de la vida futura del propio monumento demandará nuevas incorporaciones. De este modo, el resultado final deberá ser susceptible de tacharse como insuperable, entendido a través de todas las circunstancias en las cuales se encuentra inmerso el problema de restauración.

Los arcos, independientemente de la situación legal que prevalecía en la voluntad por restaurarles, se justificó recuperarles de acuerdo al valor arquitectónico que encierran, pues ellos constituyen el

elemento arquitectónico más importante que caracteriza a la zona a la cual pertenecen contando además con todas las puntillas que definen y distinguen a dicho elemento.

Por otro lado, desde el punto de vista histórico, difícilmente se puede entender que su valor en forma puntual pueda ser considerado como relevante, sin embargo, bajo la óptica de pertenecer a un conjunto efectivamente trascendente e histórico es posible procurar su conservación.

Pese al desconocimiento de su fecha de construcción, ésta puede ubicarse dentro del rango en el cual la ley de monumentos históricos clasifica estas construcciones como tales y por tanto exige su conservación.

5.2 Conclusiones sobre investigación

Toda restauración, debe incluir como parte fundamental de su desarrollo investigaciones multidisciplinarias que permitan reconocer el valor a recuperar, la solución al problema de restauración y la manera de llegar a ella en términos factibles, por supuesto, bajo el entendido de un proceso iterativo que genera un enriquecimiento de cada una de sus partes. Siendo así, la expresión de investigación multidisciplinaria puede sustituirse por la de investigación por disciplinas interdependientes, ya que los resultados que de una de ellas se obtengan afectarán a las demás.

Cabe hacer hincapié en que dentro del marco de dichas disciplinas habrá de aparecer un conjunto de estudios de Ingeniería a fin de ubicar soluciones óptimas y para el caso adecuadas en materia de Topografía, Mecánica de Suelos, Geología, Materiales y Estructuras, Hidráulica e Instalaciones y Construcción, tanto de las obras definitivas como de las provisionales.

Respetar el proceso de investigación que en cada problema de restauración será diferente en forma puntual, pues unos aspectos tendrán mayor o menor importancia, dependiendo del caso; constituye la única garantía para lograr un trabajo insuperable.

Naturalmente, el primer problema será reunir los recursos necesarios para desarrollar dichas investigaciones, ya que de lo contrario las circunstancias serán propicias para descuidar, o en el peor de los casos, pasar por alto tópicos efectivamente medulares para el proyecto.

Sin duda, recorrer el camino de una solución iterativa puede representar el consumo agravado de recursos; tanto económicos, que se traduzca en un sobrecosto para el proyecto, como temporales, que lleven a una incapacidad de respuesta al problema de restauración. En este sentido, la consulta de investigaciones en la materia, la revisión de casos llevados a cabo y la organización y planeación de la investigación en entredicho, constituyen vías para alcanzar soluciones apropiadas en el corto plazo.

Sin embargo, lo que se escribió debe tenerse con medida, pues presenta algunos inconvenientes entre los que destacan: lo poco profuso que resulta la literatura en el tema y lo disímiles que pueden resultar los casos que como éste han tenido a bien publicarse, en relación con el que se tiene en el gabinete en ese momento.

Por otro lado, se puede afirmar que no existen recetas de restauración válidas para todos los casos, de manera que necesaria y obligatoriamente tendrá que recurrirse al análisis racional del problema como único medio responsable en aras de obtener la solución adecuada. Por supuesto, dicho análisis, en la medida en que se apoye en otras experiencias podrá converger al objetivo con una mayor eficiencia.

Para el caso presentado, las investigaciones se califican como suficientes, debido a que se registró finalmente un excelente resultado de los trabajos que sólo se puede entender a través de ellas. No obstante, el camino no fue del todo ortodoxo, sostenido en la causa de la excesiva falta de recursos tanto de carácter económico como temporal.

Producto de negociaciones ineficaces, los recursos destinados a realizar las investigaciones no fueron suficientes, sólo constituyeron la tercera parte de lo que era necesario para elaborarles; de manera que esta situación se reflejó en el refinamiento de los mismos. Cabe mencionar como un acierto la voluntad por estudiar el problema que

condujo a una revisión, aunque somera en algunos casos, de los tópicos más importantes. Dicha voluntad finalmente contribuyó al buen resultado del trabajo.

Un ejemplo importante a citar, lo constituyó el estudio al que se le denominó: Identificación de Materiales debido a su carácter cualitativo y somero desarrollo, ya que de haber tenido un corte cuantitativo, se le podría llamar Geológico o simplemente Petrográfico. El ejemplo es importante, porque haber considerado los rasgos de las canteras fue la causa para la apariencia y durabilidad, que a partir de esta restauración tendrá el monumento.

Por otra parte, la situación estructural que prevalecía en Los Arcos, luego del impacto, exigía actuar con mucha rapidez en aras de evitar una peor situación. Era irresponsable demorar el aseguramiento del cuerpo de los arcos, de modo que el mínimo tiempo de tres semanas se destinó para tener la información suficiente para comenzar los trabajos, los que adicionalmente se planearon atendiendo a la solución normal, es decir, optimizando recursos y no atendiendo a la solución de falla en la que el tiempo se minimiza a pesar de un sobre costo. Se puede concluir, que los recursos destinados a la realización del trabajo no fueron los apropiados y esta circunstancia afectó todos los rubros del mismo.

Como ya se mencionó, un hecho significativo es que 18 días después de haber asegurado los arcos se presentó un sismo de más de 6.5 grados en escala Richter con dos réplicas de menor intensidad. Cualquier demora en el aseguramiento que hubiera consumido esos 18 días hubiera podido constituir una fatalidad para la estructura.

Afortunadamente, la construcción, pese a todas las demoras que sufrió, incluso la inicial, producto de la asignación del trabajo, puede calificarse como oportuna, pues la mencionada solicitud sísmica tuvo lugar toda vez que el cuerpo de Los Arcos se encontraba asegurado. Es conveniente hacer hincapié en que este tipo de eventos suceden, por lo que las estructuras de recuperación deben tener consideraciones sísmicas en su diseño, como en el caso aquí presentado, ya que de lo contrario dichas acciones de diseño estarán subestimadas en relación a lo que realmente se solicitará y sin duda esto no es deseable.

5.3 Conclusiones sobre la restauración de Los Arcos

La decisión de solucionar el problema de restauración de Los Arcos liberando la columna central dañada, restituyéndole por otra de características similares en apariencia, incorporarle un elemento interno de concreto reforzado y repararle los apoyos dañados fue adecuada debido a que como fue previsto, la columna antigua efectivamente se encontraba fracturada y además no fue posible retirarle sin ocasionarle daños, además del inapropiado refuerzo interno que ya poseía.

Proporcionar el nuevo elemento a la columna garantiza que ésta sea capaz de resistir momentos flexionantes en su base, que pueden ser causa no sólo de impactos, sino también de sismos. Asimismo, tiene un nuevo comportamiento estructural, mitigando el comportamiento frágil de la pieza lograda exclusivamente en cantera. En resumen, se consiguió mejorar el comportamiento estructural de la columna y por tanto de Los Arcos.

Aunado a la reparación de la columna central, la de los apoyos del cuerpo de los arcos y la conservación de la apariencia, constituyeron un resultado final que responsablemente se califica como insuperable.

Pero el que se considera el mayor logro y por consiguiente una de las ideas centrales que se defienden, es el de haber logrado la recuperación geométrica de Los Arcos. Resultado que no puede entenderse, sino a través de la utilización de una herramienta de recuperación concebida a partir de diferentes estudios de Ingeniería. Por lo anterior, no es posible considerar apropiado y más aún se debe juzgar como irresponsable la utilización de cualquier técnica que azarosa y casualmente pretenda devolver cualquier estructura a su posición original, poniendo en riesgo injustificadamente el propio valor que pretende recuperar.

La utilización de herramientas de recuperación y en general de todo tipo de estructuras provisionales concebidas a partir de diferentes estudios de Ingeniería es la única manera de conseguir lo que el

problema de restauración plantea en el papel, en términos de funcionalidad, seguridad y economía.

Desde el punto de vista del desarrollo de los trabajos, se puede ser crítico, pues como ya lo mencioné en el capítulo anterior, se cometieron errores en diferentes actividades y de diversa índole como resultado no sólo de la mala estimación de alguna variable, que en su caso podría entenderse, sino también producto del descuido humano que sin duda es condenable en cualquiera de sus formas. Sin embargo, los trabajos de carácter definitivo se realizaron lo mejor posible, de manera que el resultado final puede tacharse como excelente. En resumen, no se cometieron errores que no se podían cometer y se cometieron los aciertos y correcciones que necesariamente debían acontecer.

Lo anterior, no fue casualidad, sino el resultado de haber reconocido la importancia de cada componente elemental del trabajo; todo esto, huelga decir, posible gracias a la voluntad por planear su realización.

La elaboración de la ruta crítica del trabajo, permitió controlar, en la medida de lo posible, los costos del trabajo, los cuales desde un principio se habían restringido al mínimo, de este modo el proyecto siempre fue económicamente factible y esto fue determinante para poder terminar los trabajos de la mejor manera entendida. Dicho de otra manera, si no se hubiera tenido conciencia de las características de los trabajos, en el afán de concluirlos en menor tiempo se hubieran consumido recursos que nunca se solicitaron, por lo que llegado el momento, los trabajos serían económicamente inviables y la terminación de la restauración se hubiera puesto en duda. Así que independientemente de las diferencias existentes entre lo planeado y lo que efectivamente sucedió, la virtud en planear el proyecto ofreció control.

De esta manera, puede entenderse que el acierto constructivo del trabajo fue planearle, programarle y controlarle. Haber contado con un mapa del plan del trabajo permitió tomar decisiones apropiadas en momentos apropiados, entender la duración e importancia de cada trabajo para que finalmente en conjunción pudieran ofertar un resultado final para el proyecto que puede tacharse como insuperable.

REFERENCIAS

1. ANTILL J. Y WOODHEAD R. **Método de la Ruta Crítica y sus aplicaciones a la construcción.** 2ª ed. Limusa S. A. de C. V., México, 2001.
2. ARNAL L. Y BETANCOURT M. **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.** 4ª ed. Trillas., México, 2003.
3. ARNOLD C. Y REITHERMAN R., **Manual de Configuración y Diseño Sísmico de Edificios,** Vol 1. Limusa S. A. de C. V., México, 1991.
4. BEER F. Y JOHNSTON R. **Mecánica Vectorial para Ingenieros-Estática.** 5ª ed. McGraw-Hill., México, 1990.
5. BRAND L, **Análisis Vectorial,** Compañía Editorial Continental., México, 1959.
6. BRESLER B., LIN T. Y SCALZI J. **Diseño de Estructuras de Acero,** Limusa S. A. de C. V. México, 1990.
7. BUECHE F., **Fundamentos de Física,** 4ª ed. McGraw-Hill, México, 1988.
8. CRESPO C., **Mecánica de Suelos y Cimentaciones,** 4ª ed. Limusa S. A. de C. V. México, 1996.
9. DAS B., **Principios de Ingeniería de Cimentaciones,** 4ª ed. International Thomson Editores. México, 1991.
10. DOWRICK D., **Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para ingenieros y arquitectos,** Limusa S. A. de C. V. México, 1992.
11. FAIRES V. **Diseño de Elementos de Máquinas,** Limusa S. A. de C. V., México, 1997.
12. GONZÁLEZ O. Y ROBLES F. **Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado,** Limusa S. A. de C. V. México, 1998.
13. GRANVILLE W., **Cálculo Diferencial e Integral.** Hispano-Americana., México, 1958.
14. HIBBELER R., **Ingeniería Mecánica – Dinámica,** 7ª ed. Prentice-Hall., 1996.
15. JOHNSTON B., LIN F. Y GALAMBOS T. **Diseño Básico de Estructuras de Acero.** 3ª ed. Prentice-Hall, México, 1996.

16. JUÁREZ E. Y RICO A., **Mecánica de Suelos-Fundamentos de la Mecánica de Suelos**, 3ª ed., Tomo 1. Limusa S. A. de C. V., México, 1990.
17. JUÁREZ E. Y A. RICO, **Mecánica de Suelos-Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos**, 2ª ed., Tomo 2. Limusa S. A. de C. V., México, 1991.
18. LEHMANN Ch, **Geometría Analítica**, Hispano-Americana, México, 1956.
19. LEITHOLD L, **El Cálculo con Geometría Analítica**, 2ª ed. Harla S. A. de C. V., México, 1973.
20. LÓPEZ F. Y HERNÁNDEZ A. **Recuperación de la Catedral**, Revista Bitácora, Facultad de Arquitectura UNAM., No. 5., México, Agosto 2001.
21. LÓPEZ G. **Propuesta San Ángel**, Revista Bitácora, Facultad de Arquitectura UNAM., No. 3., México, Agosto 2000.
22. LUTHE R, **Análisis Estructural**, Alfaomega, México, 1991.
23. McCORMAC J., **Análisis Estructural**, 3ª ed. Harla S. A. de C. V., México, 1983.
24. MELI R., **Diseño Estructural**, Limusa S. A. de C. V., México, 1991.
25. MIJARES C. **San Ángel**. Clío S. A. de C. V. México, 1997.
26. MILLER I. Y FREUND J. **Probabilidad y Estadística para Ingenieros**, 3ª ed. Prentice-Hall. México, 1987.
27. MOORE F. **Comprensión de las Estructuras en Arquitectura**, McGraw-Hill, México, 2000.
28. MURRIETA A., BACELIS R. Y MORA F., **Aplicaciones de la Estática**, 2ª ed. Limusa S. A. de C. V. México 1990.
29. NIETO R. Y ORTIZ MONASTERIO. **Convento Grande de San Francisco**. Revista Bitácora, Facultad de Arquitectura UNAM., No. 3., México, Agosto 2000.
30. NILSON A. Y WINTER G. **Diseño de Estructuras de Concreto**, 11ª ed. McGraw-Hill. Colombia, 1998.
31. PECK R., HANSON W. Y THORNBURN T., **Ingeniería de Cimentaciones**, 2ª ed. Limusa S. A. de C. V., México, 1994.
32. POPOV E. **Introducción a la Mecánica de Sólidos**, Limusa S. A. de C. V., México, 1990.
33. RUBIN I. **Materiales Plásticos – Propiedades y Aplicaciones**, Limusa S. A. de C. V. México, 2001.
34. SAAD A. **Tratado de Construcción**, Compañía Editorial Continental S. A. México, 1961.

35. STAMATOPOULOS A. Y KOTZIAS P, **Mejoramiento de Suelos por precarga**, Limusa S. A. de C. V., México, 1990.
36. STEWART J, **Cálculo Multivariable**, 4ª ed. Thomson-Learning., México, 2002.
37. SUÁREZ C., **Costo y tiempo en edificación**, 3ª ed. Limusa S. A. de C. V. México, 1996.
38. TOSCANO R. **Métodos Topográficos.** 17ª ed. Porrúa, S. A., México, 1987.
39. VARIOS AUTORES. **La Restauración del Exconvento de Santo Domingo – Oaxaca,** Consejo Nacional para la Cultura y las Artes. México, 2000.
40. WEIMER R., **Estadística.** Compañía Editorial Continental S. A. México, 2002.

ÍNDICE DE PLANOS Y FOTOGRAFÍAS

	<i>página</i>
PLANOS TOPOGRÁFICOS	
T – 01 Elevación principal de arcos	43
T – 02 Comportamiento de columnas	46
PLANOS GEOTÉCNICOS	
MS – 01 Perfil estratigráfico	49
PLANOS ESTRUCTURALES	
E – 01 Plano dimensional de cimentación	107
E – 02 Plano de apoyos de concreto	108
E – 03 Plano de apoyos móviles	109
E – 04 Plano general de estructura metálica	110
E – 05 Plano de columnas	111
E – 06 Plano de trabes	112
E – 07 Plano de cerchas	113
PLANOS DE CONSTRUCCIÓN	
CT – 01 Red de actividades	121
CT – 02 Ruta crítica	131
CT – 03 Diagrama de barras	134
CT – 04 Diagramas de barras planeado y real	161
FOTOGRAFÍAS	
1.1 Bóveda reforzada con concreto Convento de San Francisco	14
1.2 Catedral y Sagrario Metropolitanos Centro histórico, Ciudad de México	15
1.3 Estructura provisional Catedral Metropolitana, Ciudad de México	16

1.4 Estructura de soporte	
Catedral Metropolitana, Ciudad de México	17
1.5 Bóveda y estructura de recuperación	
Catedral Metropolitana, Ciudad de México	18
1.6 BÓVEDAS DE SANTO DOMINGO	19
1.7 Restitución de bóveda semicilíndrica	
Ex – convento de Santo Domingo, Cd de Oaxaca	20
1.8 Restitución de bóvedas semiesféricas	
Ex – convento de Santo Domingo, Cd de Oaxaca	21
1.9 Manufactura en cantera	
Ex – convento de Santo Domingo, Cd de Oaxaca	21
1.10 ARQUITECTURA	22
1.11 Obras hidráulicas	24
1.12 Cornisas, Repisones y Enrejados	25
1.13 El elemento arquitectónico es el muro	26
1.14 LOS ARCOS	28
1.15 Lado norte	
Los arcos	31
1.16 Lado oriente	
Los arcos	31
1.17 Cornisa con vigas de madera	
Los arcos	32
2.1 Desplazamiento del apoyo I de los arcos	44
Los Arcos	
2.2 Desplome de la columna central	45
Los Arcos	
2.3 Distribución de materiales	69
Los Arcos	
2.4 Pedestal de la columna central	70
Los Arcos	
2.5 Capitel seccionado	71
Los Arcos	

4.1 Armado de columnas	139
Los Arcos	
4.2 Apoyos móviles terminados	140
Los Arcos	
4.3 Apoyos móviles incorporados a placas	141
Los Arcos	
4.4 Excavación para construir los apoyos	142
Los Arcos	
4.5 Cimbra para apoyos móviles	143
Los Arcos	
4.6 Avenida después del colado	143
Los Arcos	
4.7 Estructura montada por grúa	145
Los Arcos	
4.8 ESTRUCTURA DE SOPORTE	146
4.9 Estructura metálica	147
Los Arcos	
4.10 LIBERACIÓN DE LA COLUMNA CENTRAL	148
4.11 Arcos soportados sin columna central	149
Los Arcos	
4.12 Arcos soportados sin columna central	149
Los Arcos	
4.13 Arcos desplazados	152
Los Arcos	
4.14 Arcos alineados	152
Los Arcos	
4.15 Arcos levantados	153
Los Arcos	
4.16 Arcos sobre sus apoyos	153
Los Arcos	
4.17 Colado de la junta central	154
Los Arcos	
4.18 Estructura metálica liberada	154
Los Arcos	
4.19 Recuperación de la vertical de los arcos	155
Los Arcos	

4.20 Restauración de juntas	156
Los Arcos	
4.21 Texturización de la columna	156
Los Arcos	
4.22 Restauración terminada I	157
Los Arcos	
4.23 Restauración terminada II	157
Los Arcos	

Todas las imágenes son propiedad de sus autores, su uso para fines de lucro en forma parcial o total debe ser aprobado por los mismos.