



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO.

UNAM

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

FES "ARAGÓN"

INGENIERÍA CIVIL

EFFECTOS DE LAS VOLADURAS EN EL CONCRETO FRESCO.

EJEMPLO PRACTICO "EL CAJÓN"



TESIS.

Que para tener el título de

INGENIERO CIVIL

Presenta:

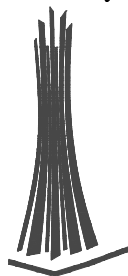
ROSALES JUÁREZ JOSÉ MANUEL

Asesor:

ASESORA: ING. GUTIÉRREZ VÁZQUEZ KARLA IVONNE

Nezahualcoyotl, Estado de México

2006



FES
Aragón





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

*A mis padres, a él por ser mi ideal
y a ella por ser mi motor*

Agradecimientos.

Quisiera agradecer a las personas que directa o indirectamente me ayudaron con este trabajo y que sin su ayuda no hubiera podido hacerlo, la mayoría empleados de las empresas ICA y CFE, pero también a mis compañeros y amigos de escuela.

Muy en especial al Ing. David Yáñez, que me brindo su ayuda en cuanto a sus posibilidades; el Ing. Servando Arana, que me dedico mucho de su tiempo en campo y a la Ing. Karla Gutiérrez quien me ayudo con el término de la tesis.

Sobre todo a mis hermanos que siempre han tenido confianza en mí.

Índice.

1. Introducción.....	4
2. Condiciones del Proyecto Hidroeléctrico “El Cajón”.....	5
2.1. Localización.....	5
2.2. Tipos de obra en “El Cajón”.....	5
2.3. Geología.....	7
2.4. Obra de excedencia.....	8
2.5. Banco de roca “La Pedrera”.....	8
3. Información técnica. VOLADURAS.....	10
3.1. ¿Que es una voladura?.....	10
3.2. Antecedentes.....	10
3.3. Definiciones.....	10
3.3.1. Radio (R).....	11
3.3.2. Carga por tiempo (W).....	11
3.3.3. Carga total. (W _T).....	11
3.3.4. Explosivo.....	11
3.3.5. Tiempos (Retardadores).....	12
3.3.6. Taco.....	12
3.3.7. Bordo.....	12
3.3.8. Espaciamiento.....	12
3.3.9. Factor de poder.....	12
Esquema de Definiciones.....	12
3.4. Investigación geológica.....	12
3.5. Método de aplicación.....	13
3.6. Vibración Inducida por Voladuras.....	13
3.6.1. General.....	13
3.6.2. Conceptos de la teoría (propagación de la onda).....	15
3.6.2.1. Frecuencia de vibración.....	16
3.6.3. Tipos de ondas.....	17
3.6.4. Características del movimiento del suelo.....	17
3.6.5. Variables controlables.....	18
3.6.5.1. La energía.....	18
3.6.5.2. El confinamiento.....	18
3.6.5.3. El tipo de roca.....	18
Propiedades de las rocas y su influencia en los resultados de las voladuras.....	19
3.6.5.4. Atenuación.....	19
3.6.5.5. Frecuencia.....	21
3.7. Escalando. (Scaling).....	23
3.8. Predicción de la velocidad de la partícula.....	23
3.8.1. Formulas publicadas.....	24
3.8.1.1. Hendron (artículo 18).....	24
3.8.1.2. Hendron un acercamiento a la formula (Close-In).....	24
3.8.1.3. Oriard igual o mayor (artículo 1). (Limite mayor).....	24
3.8.1.4. Oriard menor o igual (limite menor) (artículo 1).....	24
3.8.1.5. Confinamiento inusual de Oriard/ curva de presplit (precorte).....	24
3.8.2. Recomendaciones:.....	25
3.8.3. Desarrollo del proyecto de una curva.....	25
3.9. Mediciones (Monitoreo).....	26
3.9.1. Instrumentación.....	27
3.9.1.1. Transducer. (Transductor).....	28
3.9.1.2. Cable.....	28
3.9.1.3. Localización de los geófonos.....	30
3.9.1.4. Amplificadores.....	30

3.9.1.5.	Grabador (registrador).....	30
3.9.1.6.	Abastecimiento de energía.....	30
3.9.1.7.	Combinando los productos comerciales mencionados.....	30
3.9.2.	Sistema de calibración.....	31
3.10.	Niveles de velocidad reducida.....	32
3.10.1.	Carga reducida / tiempo.....	32
3.10.2.	Intervalo de los retardadores.....	33
3.10.3.	Dirección de iniciación.....	35
3.10.4.	Reducir el bordo.....	35
3.10.5.	Voladuras durante el periodo de altas actividades humanas.....	35
4.	Procedimientos usados en “El Cajón”.....	36
4.1.	Tipos de voladuras.....	36
4.1.1.	Banqueo.....	36
4.1.2.	Precorte.....	36
4.1.3.	Moneo.....	36
4.2.	Elaboración de la plantilla.....	37
4.2.1.	Equipo de perforación.....	37
4.2.2.	Cargado del explosivo.....	40
4.3.	Monitoreo.....	43
5.	Criterios de daños por voladuras.....	47
5.1.	Introducción.....	47
5.2.	NIVELES DE VIBRACIÓN PERMISIBLES.....	47
5.2.1.	General.....	47
5.2.2.	Tipos de daño.....	48
5.2.2.1.	Limite:.....	48
5.2.2.2.	Menor:.....	48
5.2.2.3.	Mayor:.....	48
5.2.3.	Levantamiento de daños.....	48
5.2.4.	Datos en estructuras residenciales y Sótanos.....	49
5.2.5.	Varios criterios publicados.....	51
5.2.6.	Frecuencias.....	53
5.2.7.	Percepción humana y tolerancia.....	53
5.2.8.	Espectro de respuesta.....	54
5.2.9.	Estructuras de concreto.....	59
6.	Resultados del Monitoreo y Prueba Aplicada al Concreto.....	62
6.1.	Resultados del Monitoreo.....	62
6.1.1.	Observaciones a los datos recabados.....	62
6.1.1.1.	Velocidad de partícula.....	62
6.1.1.2.	Distancias.....	62
6.1.1.3.	Carga Máxima por Tiempo (CMT).....	62
6.2.	Análisis de los resultados.....	66
6.2.1.	Escalado.....	66
6.2.2.	Ejemplo.....	66
6.2.3.	Gráfica de la Distancia Escalada contra la Velocidad de Partícula.....	66
6.2.3.1.	Procedimiento para obtener las ecuaciones de predicción con datos del geófono A de CFE.....	67
6.2.4.	Comparación de graficas.....	69
6.2.5.	Comparación de las ecuaciones arregladas.....	71
6.2.5.1.	Geófono A de CFE.....	71
6.2.5.2.	Geófono B de CFE.....	71
6.2.5.3.	Geófono de Dyno.....	72
6.2.5.4.	Geófonos de CFE (A y B).....	72
6.2.5.5.	Total de datos.....	72

6.2.6. Análisis de los colados contra las posibles vibraciones.	73
6.3. Prueba del Concreto Expuesto a Voladuras.	77
6.3.1. Introducción.	77
6.3.2. Procedimiento de colocado de las muestras.	77
6.3.3. Plantilla.	78
6.3.4. Sismógrafo.	80
6.3.5. Fractura de las muestras.	81
6.3.6. Resultados.	82
6.3.7. Conclusiones y recomendaciones sobre la práctica.	83
6.3.8. Reporte Fotográfico.	83
7. Conclusiones y Recomendaciones.	87
7.1. El concreto fresco con respecto a las voladuras.	87
7.2. El concreto fraguado con respecto a las voladuras.	87
7.3. Recomendaciones al procedimiento realizado en El Cajón.	87
8. Anexos.	89
8.1. Iniciadores no eléctricos. Información de Dyno.	89
8.1.1. Aplicaciones.	89
8.1.2. Cordón detonante primacord.	89
8.1.3. Aplicaciones.	89
8.2. Propiedades de los explosivos.	90
8.2.1. Emulsión utilizada para el banqueo.	90
8.2.2. Emulsión utilizada para el precorte.	90
8.2.3. Anfo.	91
8.3. Concreto.	91
8.3.1. Introducción.	91
8.3.2. Definiciones.	91
8.3.2.1. Hidratación.	91
8.3.2.2. Trabajabilidad.	91
8.3.2.3. Sangrado.	92
8.3.2.4. Asentamiento.	92
8.3.2.5. Consolidación.	92
8.3.2.6. Segregación.	92
8.3.3. Estados del concreto.	93
8.3.4. Tiempo de fraguado, endurecimiento en el cemento Pórtland.	94
8.3.5. Concreto endurecido. Curado húmedo.	95
8.3.6. Velocidad de secado del concreto.	95
8.4. Artículos a las cuales se hace referencia.	97
Bibliografía.	100

I . INTRODUCCIÓN.

En trabajos de construcción y minería, ocurren situaciones en las cuales se tiene que excavar macizos rocosos u otros diferentes tipos de materiales en locaciones cercanas a edificios, estructuras o instalaciones de concreto que se pueden ver afectadas durante las diferentes etapas de vida del concreto.

La etapa mas crítica del concreto es durante su fraguado, durante la cual obtiene su resistencia y propiedades para las cuales se diseño. Durante este proceso es importante que se realice conforme a los métodos requeridos; ya que de no hacerlo, puede haber disminución en su resistencia, agrietamiento, entre otros problemas. Es común que antes del fraguado se vibre el concreto para evitar grietas por asentamiento plástico y para tener una mejor consolidación del concreto; sin embargo, la vibración del concreto durante el proceso de fraguado puede afectarlo. Un origen de posibles vibraciones son las voladuras, las cuales forman parte de las construcciones en muchos diversos tipos de proyectos.

Uno de estos tipos de proyectos es el Proyecto Hidroeléctrico “El Cajón” (P.H. “El Cajón”). El cual esta ubicado en el estado de Nayarit, como parte del sistema hidroeléctrico del río Santiago, en el oeste de México, es una presa del tipo Enrocamiento con Cara de Concreto (CFRD por sus siglas en ingles), y tendrá un volumen de 10.5 millones de metros cúbicos de roca y una altura de 188 m, además de contar con dos turbinas con una capacidad de 750 MW.

Parte del relleno rocoso necesario estaba siendo extraído del banco de roca llamado “La Pedrera”, el cual se encontraba muy cerca de la estructura de control. Debido al programa de construcción se extraía roca de “La Pedrera” simultáneamente al proceso del colado masivo de las pilas de la estructura de control. El dueño de la obra (CFE) puso restricciones al contratista (CECSA) para evitar daños a las pilas, estas restricciones consistían en limitaciones en la vibración producida por las voladuras, las cuales podían afectar al concreto que se colocaba en las pilas.

En los siguientes capítulos se analizara que tanto las voladuras afectaron al concreto de las pilas durante el periodo del 28 de septiembre al 21 de noviembre del 2005. Se presenta además, información básica referente a voladuras con teorías y criterios sobre el posible daño al concreto fresco ya colocado (fraguado).

2. CONDICIONES DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO “EL CAJÓN”.

El Proyecto Hidrológico “El Cajón” es construido por CIISA la cual está conformada por dos subsidiarias de ICA: Ingenieros Civiles Asociados y Promotora e Inversora Adisa, además de las empresas: La Peninsular Compañía Constructora y la rusa Energomachexport Power Machines. CIISA por su parte subcontrata a CECSA y a Energo. CECSA se encarga de la Obra Civil y Obras Asociadas mientras que Energo de la Obra Electromecánica.

2.1. Localización.

El Cajón esta localizado en el estado mexicano de Nayarit, 47 km al este de la ciudad de Tepic. La construcción del proyecto empezó en abril de 2003 y se espera que termine en 54 meses.



Figura 1. Ubicación del Proyecto.

2.2. Tipos de obra en “El Cajón”.

La obra se puede subdividir en cinco diferentes tipos de obras, las cuales son; Desvío, Contención, Generación, Excedencia y Asociadas.

La obra de desvío tiene dos túneles, con una sección de portal de 14 m de ancho y 14 m de alto, el primero tiene una longitud de 706 m y el segundo una longitud de 786 m. Se construyeron los túneles de desvío con rugosidad compuesta que duplica la confiabilidad en sólo 9 meses.

En la obra de contención se cuenta con una Cortina de Enrocamiento con Cara de Concreto (CFRD, por sus siglas en inglés) tendrá una altura de 188 m y estará compuesta de cerca de 10.5 millones de metros cúbicos, y por esta razón las excavaciones son fundamentales para la construcción. Además, cuenta con dos ataguías de material graduado.

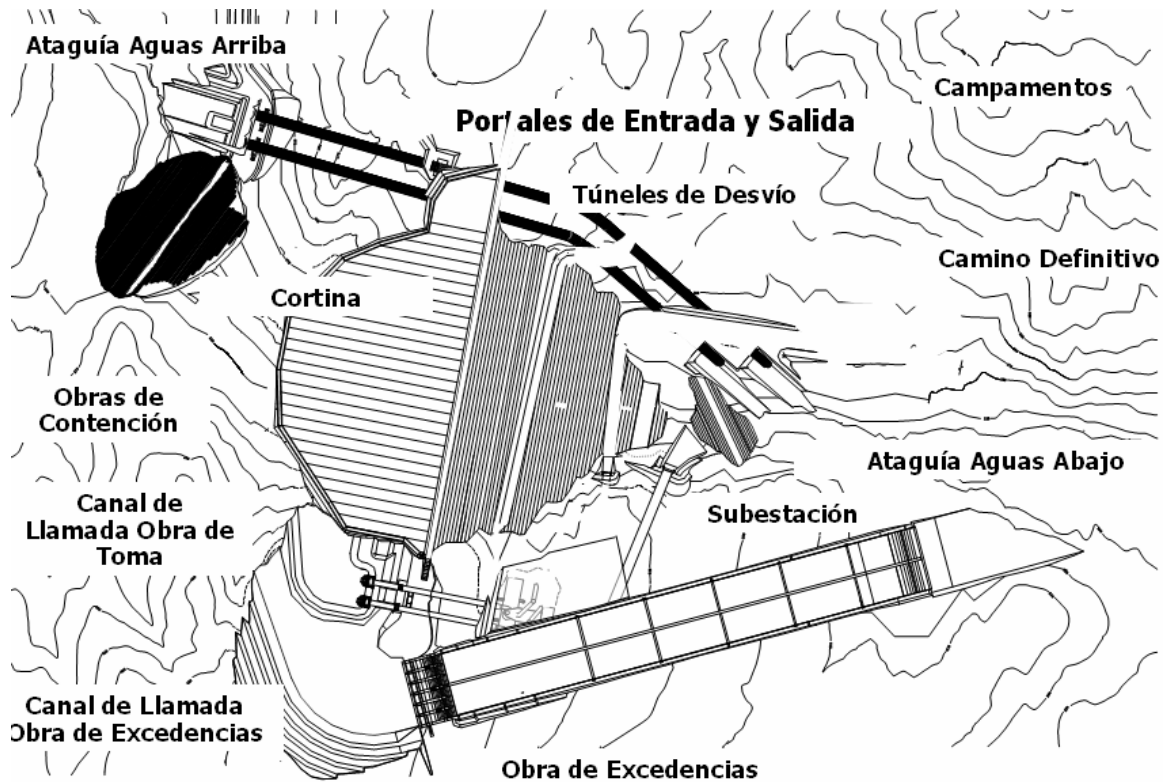


Figura 2 Planta General del Proyecto.

Las obras de generación se encuentran debajo del macizo rocoso derecho (llamado margen derecha) e incluye dos tuberías de presión de 7.95 m de diámetro y 260 m de largo y una casa de maquinas subterránea de 22.2 m de ancho, 97.5 m de largo y 49.2 m de alto, la cual tiene dos turbinas tipo Francis cada una con capacidad de 375 MW. Además hay excavaciones complementarias que corresponden a la galería de oscilación, ventilación y túnel de desfoque, accesos finales y otros.

Las obras de control y excedencias cuentan con 6 compuertas radiales de 12 x 20.7 m y un canal de descarga el cual cuenta con una cubeta defletores, muros laterales y un muro central, con una longitud de 700 m de largo y 100 m de ancho.

Para la realización de este tipo de megaobras se requiere de infraestructura y trabajos asociados, tales como carreteras de acceso, dormitorios para el personal, comedores, etc.; por lo cual, hay diferentes tipos de proyectos civiles con sus propias características y requerimientos.

2.3. Geología.

La geología del sitio cuenta con rocas de diversa litología y edad desde metamórficas del Precenozoico e ígneas del Oligoceno al Cuaternario. Existen rocas metavulcanosedimentarias, granitos, andesitas, flujos y emisiones piroclásticas ácidas, derrames basálticos, diques de composición granítica, andesítica y diabásica; depósitos vulcanosedimentarios, aluviones de paleocauce, depósitos pumicíticos, lacustres, de talud y de aluvión reciente.

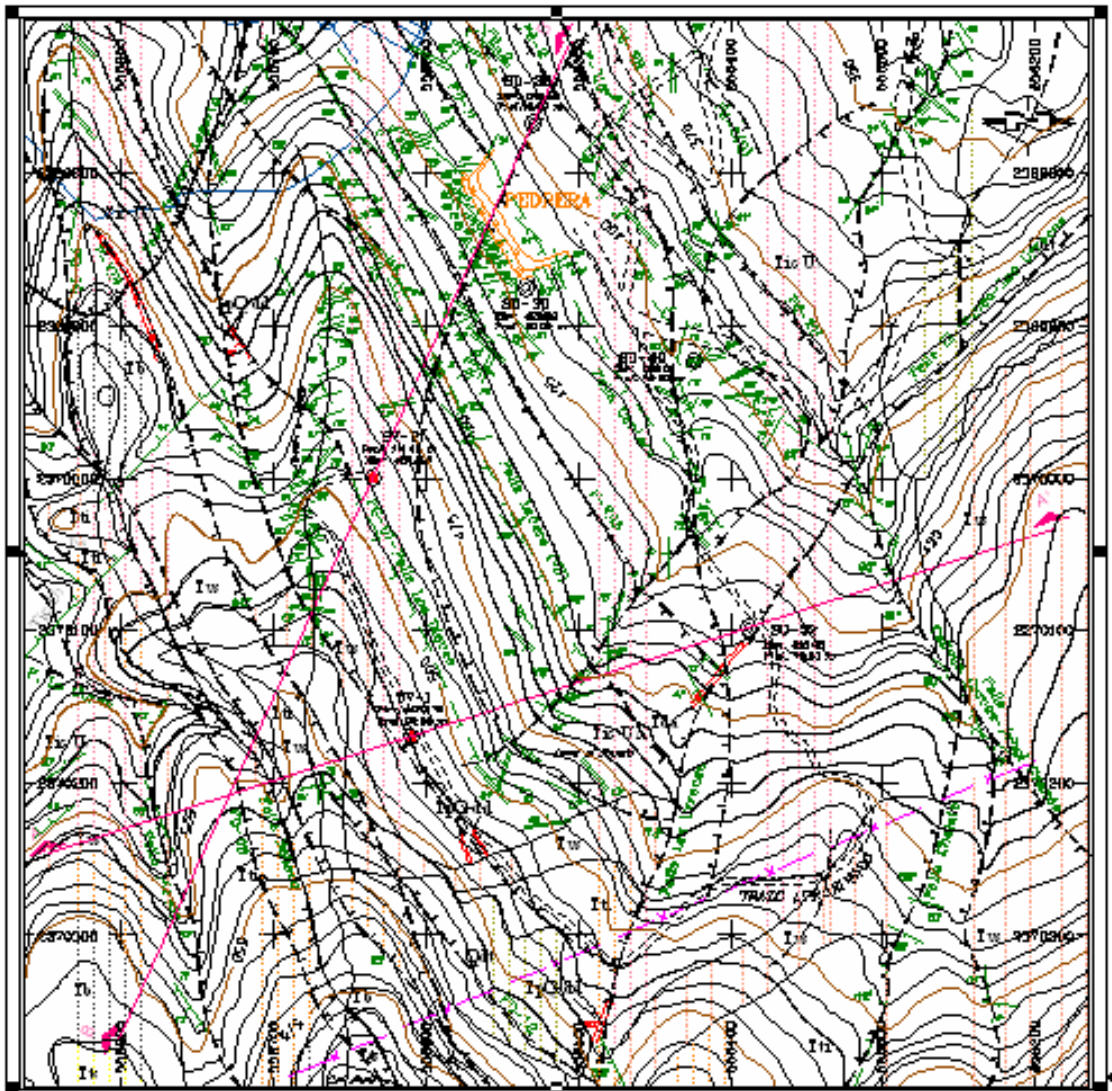


Figura 3. Detalle de Geología en la Zona de la Pedra

Desde el punto de vista geológico estructural, el macizo rocoso del proyecto se encuentra consolidado entre piedras sólidas (intrusionado), basculado y claramente delimitado por fallamiento regional, que permitió la definición de bloques y sub-bloques. De acuerdo a los estudios realizados, las obras se emplazarán principalmente en roca ignimbrita de composición riódacítica, la cual se diferenció en tres unidades denominadas TicU1, TicU2 y TicU3, entre estas unidades aparecen dos horizontes aglomeráticos, uno de 5 m. de espesor entre las unidades 2 y 3, y otro de 22 a 25 m. de espesor ubicado en la unidad 2. Esta situación implica que en la margen izquierda se prevea tener mayores tratamientos a la roca para la construcción de las obras exteriores y subterráneas.

2.4. Obra de excedencia.

La Obra de excedencia, como su propio nombre indica, tiene la finalidad de desalojar el agua del río cuando el cauce de éste sobrepase la capacidad máxima de diseño de la cortina, es decir, la obra de excedencias es una obra destinada específicamente al control de avenidas para garantizar el gasto requerido y la seguridad de las estructuras. La ubicación de esta obra se encuentra en la margen derecha.

La obra de excedencias es de concreto armado en su totalidad y constará de tres estructuras que funcionarán en forma conjunta. El canal de llamada corresponde a la entrada de la obra de excedencias y consta de losa de piso y muros laterales de contención y/o recubrimiento. La estructura de control es la parte media y es propiamente la destinada a regular el nivel requerido en la presa y obras de generación y consta de cimacio, muros laterales y pilas intermedias (en las cuales operan las compuertas) y losa-puente sobre ellas (para mover y operar la grúa pórtico ó estructura similar de izaje). La estructura de control se prevé compuesta por 6 compuertas radiales de 12 x 19 m. El canal de descarga es la parte de salida de la obra y consta de losa de piso y muros laterales de contención y/o recubrimiento, es del tipo de dos canales de concreto revestido.

La longitud total promedio de la obra de excedencias es de 700 m. Los canales se encuentran diseñados para permitir el paso de un gasto máximo de 15,000 m³/s. Se calculo esta obra para un periodo de retorno de 10,000 años.

2.5. Banco de roca “La Pedrera”.

El material es acarreado desde un banco que se encuentra a 3.7 km de la presa, el volumen explotado asciende a la cifra de aproximadamente 7,000,000 m³. Su ubicación es en margen derecha, en la Figura 4 se observa un croquis de su ubicación.

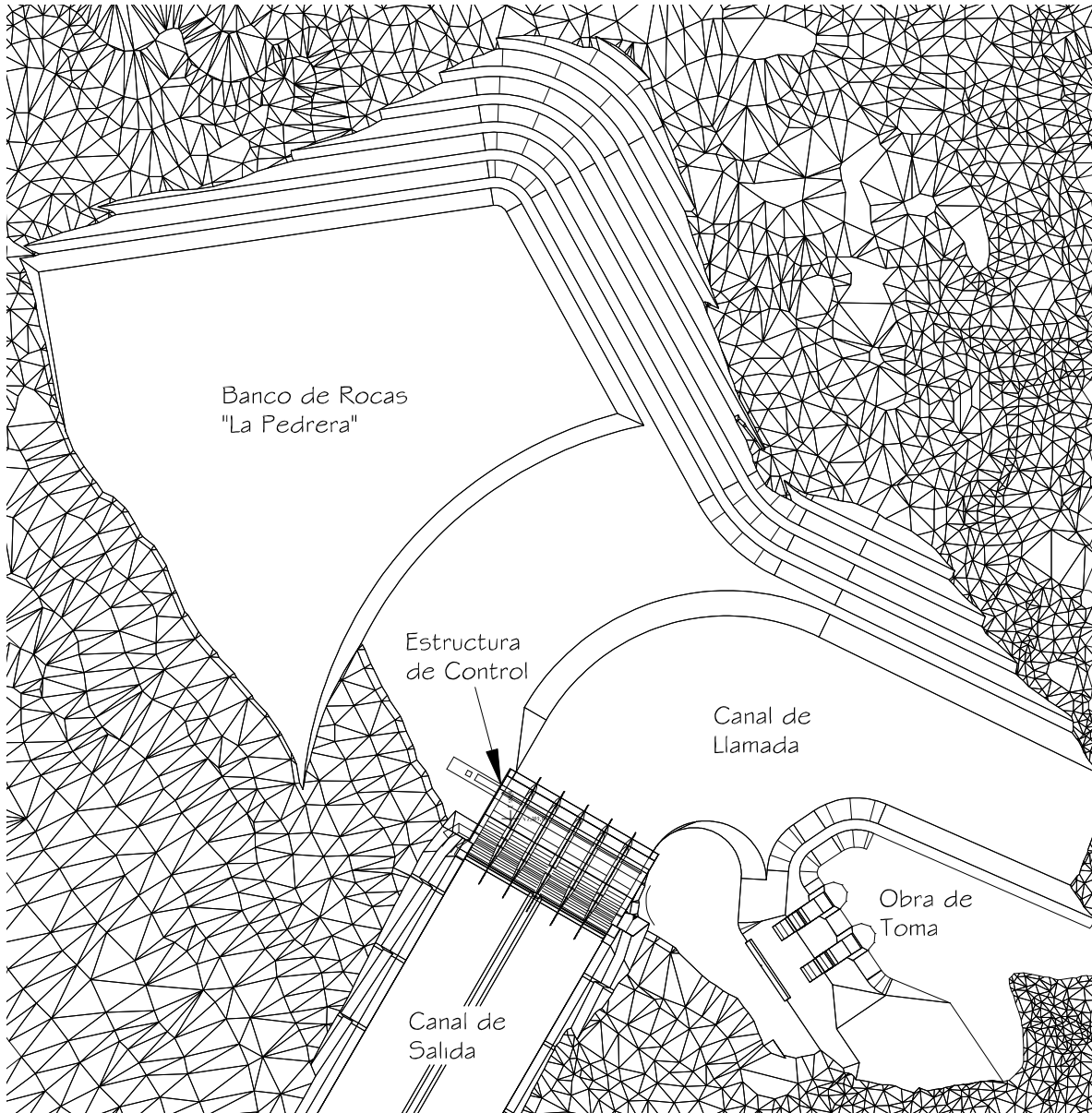


Figura 4. Ubicación del Banco de Roca "La Pedrera".

3. INFORMACIÓN TÉCNICA. VOLADURAS.

3.1. ¿Que es una voladura?

Las voladuras son el proceso donde la roca es fracturada con el uso de la energía de explosivos para extraer minerales valiosos de la tierra.

Los explosivos siguen siendo el método mas barato de fracturamiento de roca. Sin embargo, solo el 20 o 30% de la energía de la explosión es utilizada para el fracturamiento del macizo rocoso, el resto de la energía es gastada en fenómenos indeseables como la vibración, la sobrepresión del aire, ruido, lanzamiento de roca y polvo. El que tanto de este porcentaje se gaste en los fenómenos indeseables depende de una buena ejecución del procedimiento de las voladuras.

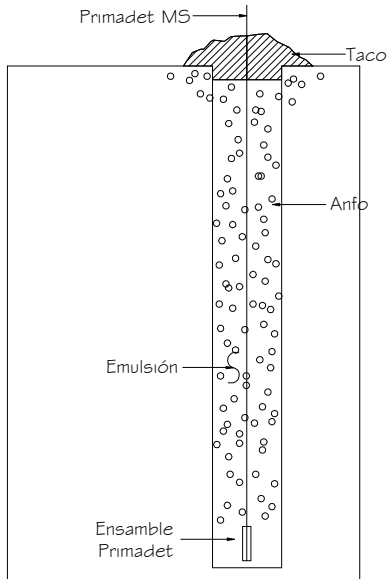
3.2. Antecedentes.

Una parte necesaria de la planeación de todas las operaciones de voladuras es la estimación del daño potencial cerca de la superficie y bajo las estructuras así como de la roca local que quedara en el lugar y será parte del proyecto completado; ya sea como una pendiente, pared o cimiento de la estructura. El posible daño a estructuras cercanas y sus ocupantes pueden resultar de la vibración del suelo y ondas del aire (o ruido). Daños a estructuras subterráneas como túneles y subsecuentes daños a la roca de la superficie, pueden resultar de la vibración del suelo. Daños a pendientes de roca, paredes o cimientos pueden ocurrir como propagación del fracturamiento dentro del sólido rocoso o la propagación del gas explosivo a lo largo del fracturamiento o juntas preexistentes o planos de estratificación.

El daño causado por una voladura no es un proceso preciso. Mientras que las variables de un diseño de voladura pueden ser controladas, hay variaciones en la fuerza del explosivo en cada uno de los tiempos individuales que comprenden una ronda o serie. Hay suficientes variables, en como se propaga la vibración en la roca, la propagación de ondas de aire dependen de la atmósfera (cambio del clima), y la fuerza y ductilidad de las estructuras cercanas. Esto significa que a menos que se tenga suficiente información de la zona en cuestión, la próxima voladura que se ejecute podría producir mas daño que la ultima del mismo tamaño. Esto se debe de tener en cuenta cuando se estima la seguridad en las voladuras.

3.3. Definiciones.

Las siguientes definiciones y términos se usan en este documento:



Detalle de un barreno cargado

3.3.1. Radio (R).

También referido como rango, es la distancia horizontal desde el centro de una carga explosiva a un punto donde el movimiento de la tierra u onda de aire será estimado.

3.3.2. Carga por tiempo (W).

Es el peso del explosivo detonado en un tiempo (para propósitos prácticos, es el peso del explosivo detonado con un solo retardador y, dependiendo de la longitud del cordón detonante y el acomodo específico de la carga, puede ocurrir en algunos cuantos milisegundos).

3.3.3. Carga total. (WT).

Es el peso del explosivo detonado en una operación (una plantilla); es la suma de los pesos de carga para los tiempo secuenciales que comprenden las rondas (o ronda) y los cuales son detonados unos tras de otros.

3.3.4. Explosivo.

Un componente químico o mezcla de componentes que cuando se calientan o son golpeados por una tapa (corona), petardo o iniciador y es sometido a una reacción exotérmica rápida liberando grandes cantidades de gas a temperaturas y presiones altas.

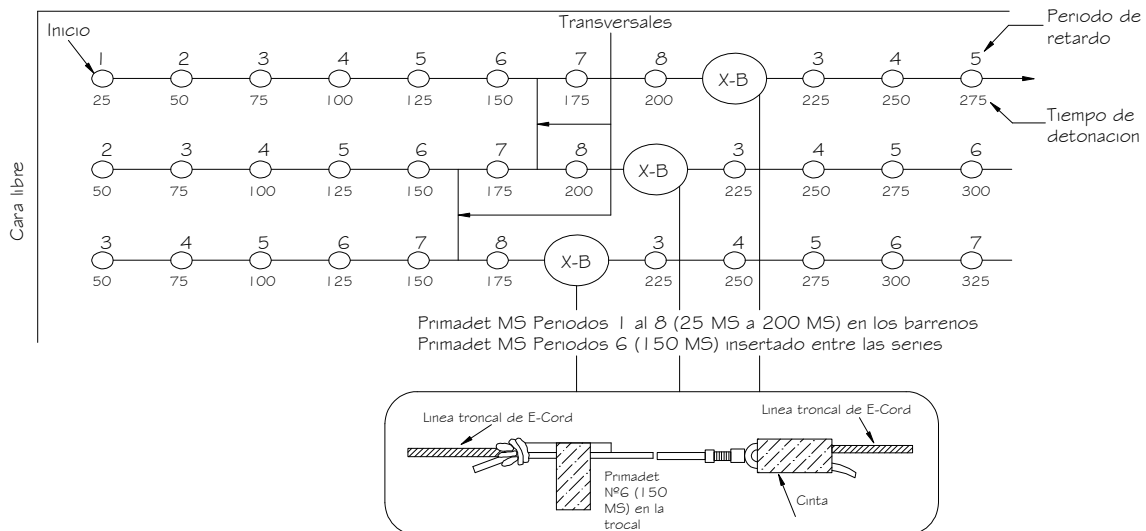


Figura 3.1. Detalle de una plantilla, en planta.

3.3.5. Tiempos (Retardadores).

Un aparato localizado entre el iniciador que esta insertado en la carga y la maquina que causa la retardación preajustada en el tiempo de la detonación. Los tiempos se usan como control para la fragmentación, mejorar la eficiencia del tiro y disminuye los niveles de vibración y de ondas de aire. Este término además indica los intervalos entre las detonaciones, por ejemplo un tiempo de 100 milisegundos (msec).

3.3.6. Taco.

Material parcialmente flojo localizado en el barreno encima o debajo del explosivo para propósitos de confinamiento temporal de los gases explosivos y para separar estos explosivos.

3.3.7. Bordo.

El material rocoso entre el o los barrenos cargados y la cara libre. Esta será el material que será removido.

3.3.8. Espaciamiento.

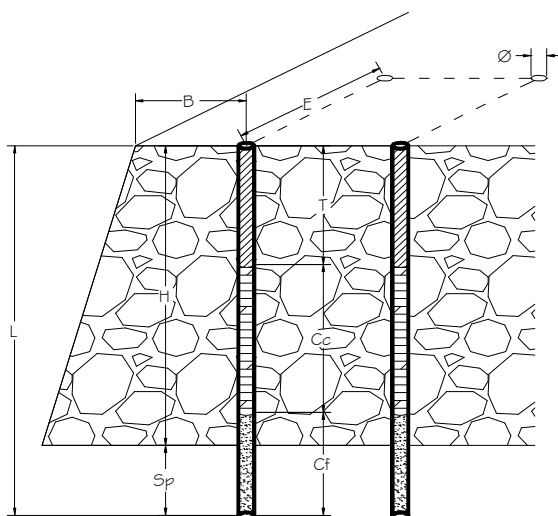
La distancia lateral entre los hoyos perforados.

3.3.9. Factor de poder.

Es la cantidad del explosivo necesario por unidad de volumen de roca a ser excavada.

Comúnmente el factor de carga es expresado en gramos por toneladas en la industria minera y en gramos por metro cúbico en la industria de la construcción. O en el sistema ingles en lb/ cu yd.

Esquema de Definiciones.



Donde:

ϕ = Diámetro del barreno.

B = Bordo.

E = Espaciamiento.

T = Taco.

H = Altura del barreno.

L = Longitud de perforación.

Sp = Subperforación.

Cf = Carga de fondo.

Cc = Carga de columna.

3.4. Investigación geológica.

Es necesario para entender el movimiento del macizo rocoso un entendimiento de la litología y estructura de la roca que será volada, incluyendo juntas, estratificaciones y fallas. Como el daño debido al movimiento del macizo rocoso es más difícil de solucionar e impacta en gran medida las bases del proyecto, es imperativo que el daño se deba de prevenir con un cuidadoso diseño de voladura cerca de las líneas finales de excavación.

En el caso del proyecto la información geológica se encuentra en el capítulo 2.3.

3.5. Método de aplicación.

Se requiere solo un plan de voladura general y hacer al contratista responsable por cualquier daño que ocurra. Algunas de las especificaciones de proyecto requieren que el contratista envíe al ingeniero residente un plan sobre las voladuras antes de que alguna ronda se perfora o cargue. Algunos requieren un plan específico antes de cada ronda. Algunas especificaciones contienen restricciones en posibles acciones del contratista. Estas restricciones son para prevenir la presión del gas o daños como fractura a la roca en cimientos y pendientes, agrietamiento del concreto localizado en el proyecto, o daño a estructuras preexistentes. El daño a estructuras existentes en la mayoría de los casos es explícitamente responsabilidad del contratista. Como la información técnica contenida aquí es usada, depende en las especificaciones que controlan las operaciones de voladura.

3.6. Vibración Inducida por Voladuras.

3.6.1. General.

La detonación de un explosivo contenido en un barreno o series de barrenos genera grandes volúmenes de altas temperaturas (2,000-5,000°C) y alta presión (0.2×10^6 a 2.0×10^6 psi) de gas. La súbita aplicación de esta presión a la superficie cilíndrica del barreno genera un esfuerzo radial compresivo así como tensión en la roca. Resulta entonces un movimiento radial acompañado de una deformación por tensión tangencial. Estos esfuerzos y deformaciones producen el deseado fracturamiento de la roca que esta mas cerca al explosivo. Este fenómeno se atenúa (disminuye) cuando se incrementa el radio, R , del explosivo y en alguna distancia, no muy lejana, produce rompimiento pero solo por vibración del suelo. La Figura 3.2 muestra una sección en planta y corte de una operación idealizada de un barreno y se usa para definir algunos conceptos interesantes. En cualquier punto el movimiento de la tierra puede ser resuelto en tres componentes ortogonales U_R (radial), U_V (vertical), y U_T (tangencial). Por razones que se explican abajo, es usual expresar el criterio de daño y predecir y medir la vibración del suelo en términos de los tres componentes ortogonales de la velocidad, u_R , u_V y u_T . La Figura 3.3 muestra varios registros de velocidad contra tiempo medido cerca de operaciones

de voladuras. La velocidad se refiere a la velocidad de la partícula para distinguir entre esta cantidad y la velocidad de propagación. El parámetro más significativo de movimiento del suelo es la velocidad de partícula radial máxima u_R que es casi siempre la máxima de los tres componentes en los radios que nos interesen.

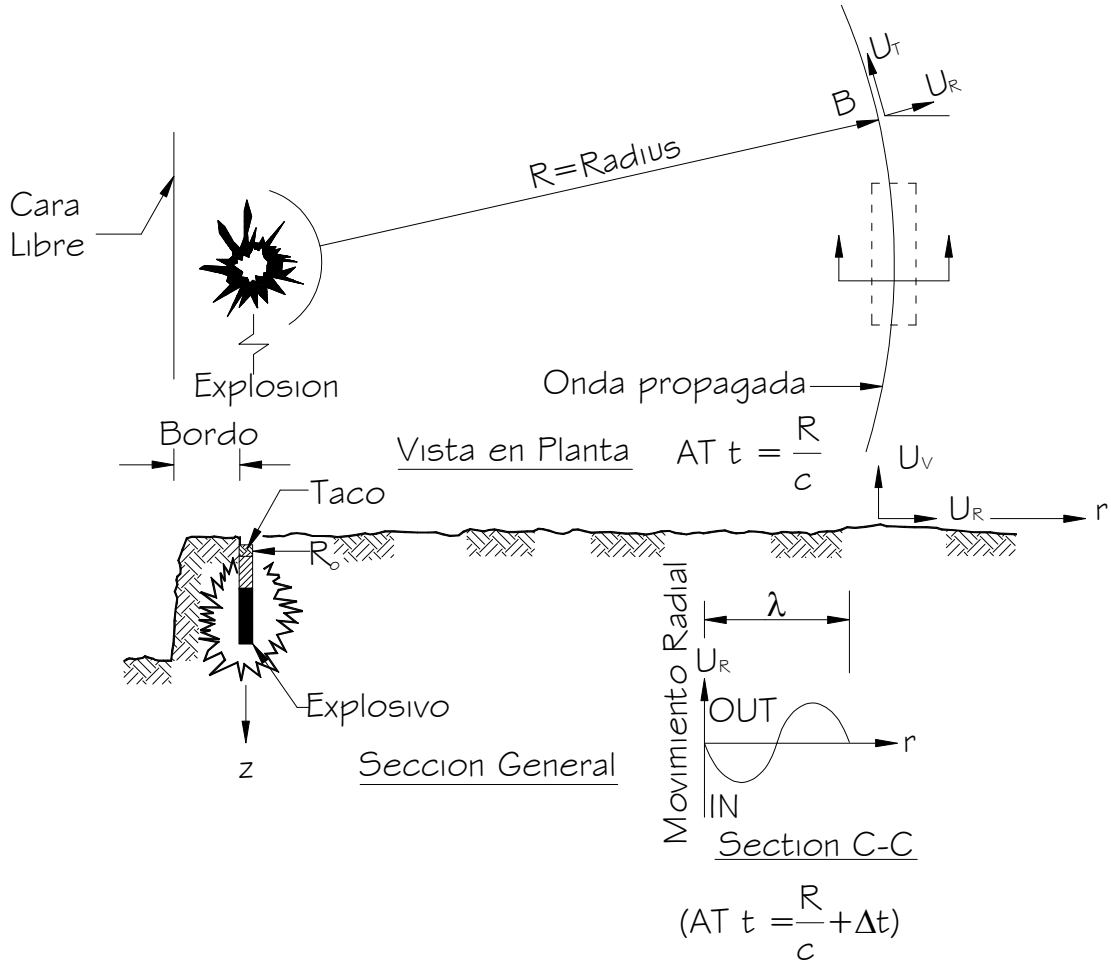
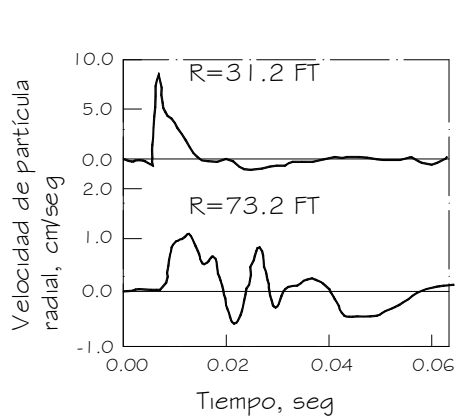
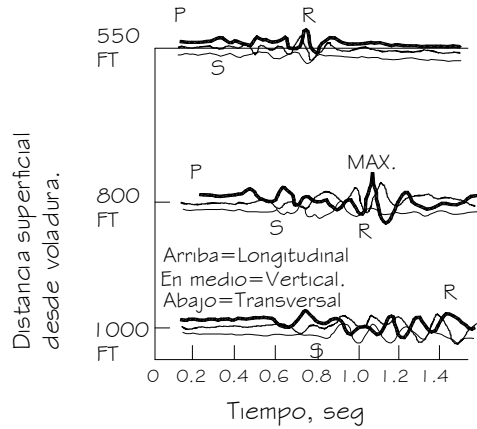


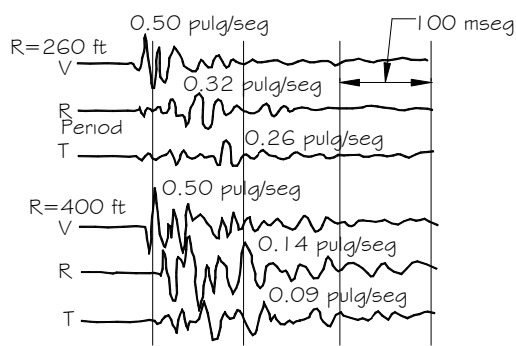
Figura 3.2. Sección en planta y Corte.



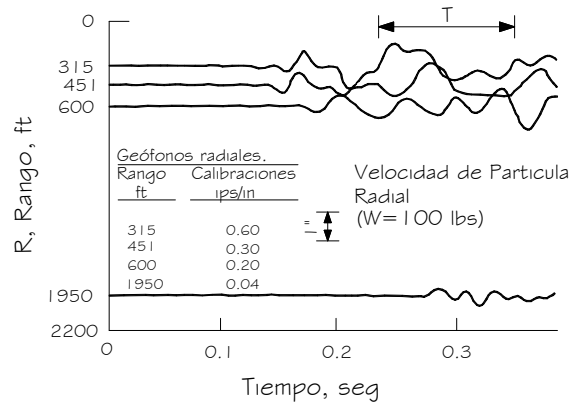
a. Detalles del movimiento, W= 104 Lb



b. Distancia de movimiento, R, V y T.



c. Rango intermedio de movimientos W=4 lb.



d. Movimientos intermedios y distantes.

Figura 3.3. Velocidad de Vibración de Partícula contra registros de tiempo.

3.6.2. Conceptos de la teoría (propagación de la onda).

En cualquier punto B de la Figura 3.2, donde el radio es largo con respecto al diámetro del barreno (o, en el caso de múltiples barrenos, la distancia mas larga en la configuración de barrenos), condiciones cercanas de una sola dimensión se asumen que existen en el frente de la onda: esto es, U_T y U_V son significativamente menos que U_R . La propagación de onda en una dimensión en un medio elástico lineal es descrita por la ecuación diferencial parcial:

$$\text{Ecuación 1.} \quad \frac{\partial^2 U_R}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 U_R}{\partial R^2}$$

donde:

U_R = movimiento radial desde el punto de observación.

R = distancia radial de la explosión al punto de observación.

t = tiempo

c = velocidad de propagación de la onda de esfuerzo = $\sqrt{\frac{\text{Modulo}}{\text{Densidad de la massa}}}$

Una solución a la ecuación (1) es:

$$\text{Ecuación 2. } U_R = A \text{ sen } \frac{2\pi f}{c} (R - ct)$$

donde:

A = amplitud máxima del movimiento radial.

f = frecuencia de la vibración, Hz.

Se puede demostrar que la deformación radial,

$$\varepsilon = \frac{\partial U_R}{\partial R}$$

Esta relacionada con la velocidad de la partícula

$$U_R = \frac{\partial U_R}{\partial t}$$

Por la simple ecuación:

$$\text{Ecuación 3. } \varepsilon = - \frac{U_R}{c}$$

Así, la deformación incrementa con la velocidad de partícula, y la máxima deformación es proporcional a la máxima velocidad de partícula. La deformación máxima es, en limite, el movimiento máximo relativo entre dos puntos cercanos, y es fácil entender porque material frágil como el yeso, mortero, tabique, bloques de concreto, y estructuras de concreto se fracturan. La distorsión de formas de acero o madera es una función de niveles máximos de deformación. Por esta razón, la mayoría de los criterios de daño se expresan en términos de un máximo aceptable de velocidad de partícula. La vaguedad introducida por las hipótesis involucradas esta en conflicto por el uso empírico para ajustar un límite máximo aceptable.

3.6.2.1. Frecuencia de vibración.

La frecuencia de vibración (f) en la ecuación (2) es el recíproco del periodo T (ver Figura 3.3). El largo de la onda (Figura 3.2) se describe por la ecuación:

$$\text{Ecuación 4. } \lambda = \frac{c}{f} \text{ ó } \lambda f = c$$

3.6.3. Tipos de ondas.

Todas las ondas de esfuerzo que se propagan dentro de un sólido elástico son ondas de compresión (P) u ondas cortantes (S), y la velocidad de su propagación son respectivamente:

$$\text{Ecuación 5. } C_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}}$$

$$\text{Ecuación 6. } C_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

donde:

E = modulo de Young

$$G = \text{modulo cortante} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ρ = densidad de la masa.

ν = Relación de Poisson.

Las ondas P llegan primero y producen un movimiento normal a la onda frontal; esto es, fuera-dentro (out-in) en el estudio de una dimensión. La segunda onda que llega es la S la cual produce movimiento en el plano de la onda frontal. La llegada de estas ondas se ilustra en la Figura 3.3.b. En adición a estas ondas que se propagan dentro del medio, la interacción de estas ondas con la superficie del suelo producen "Rayleigh waves" (R) (Dispersión de radiación electromagnética por partículas con dimensiones mas pequeñas que la longitud de onda de la radiación, resultando en la separación angular de colores -lo que produce el rojo en la puesta del sol o el color azul en el cielo-) y "Love waves" (L). Las ondas R y L se llaman ondas superficiales. La primera produce un movimiento elíptico en el plano vertical y su amplitud decae exponencialmente con la profundidad. La onda L produce movimiento similar en el plano horizontal. La onda R se ilustra en la Figura 3.3.b. Las Rayleigh waves son de importancia ingenieril porque las estructuras que serán protegidas frecuentemente son estructuras superficiales, y las ondas en la superficie producen mas grandes velocidades de partículas que las ondas P o S a largas distancias desde la explosión.

3.6.4. Características del movimiento del suelo.

La Figura 3.3 muestra algunas importantes características del movimiento del suelo inducido por voladuras. Examinando las figuras, el lector notara que los datos se presentan a diferentes amplitudes y escalas de tiempo. La Figura 3.3.a muestra las ondas P y S de movimiento muy cercano a una voladura. Las frecuencias que predominan exceden los 100 Hz y la amplitud decae conforme la distancia. La Figura 3.3.c ilustra una situación de transición donde las ondas P y S y la onda de la superficie son de similar amplitud. Nuevamente la amplitud decae con la distancia y las frecuencias predominantes están entre los 30 y 100 Hz. En la Figura 3.3.b y Figura 3.3.d se muestran más movimientos distantes desde la explosión y la

velocidad de partícula máxima también disminuye (tenuemente). Una examinación cuidadosa mostrara algunas excepciones a estas tendencias en la Figura 3.3. Uno puede mirar casos en donde el componente radial máximo es más pequeño que el vertical o el tangencial debido a que las teorías de onda en una dimensión no están satisfechas en las voladuras de rocas.

3.6.5. Variables controlables.

La amplitud de vibración de suelo a una distancia dada desde la explosión se incrementa con los siguientes factores:

3.6.5.1. La energía

La energía en la explosión. La energía es la capacidad para hacer el trabajo (el fracturamiento y el movimiento de roca, la creación de impactos transmitidos en el suelo y en el aire así como de la vibración) y es directamente proporcional al peso del explosivo. La energía (W) es una función débil del tipo de explosivo usado. Para propósitos prácticos, todos los explosivos comerciales en uso hoy en día pueden ser tomados teniendo en cuenta la misma energía/peso unitario. En un numero de explosiones (tiempos) en una ronda, la energía por tiempo determina la energía total en la ronda. Es de práctica común expresar la energía en unidades de peso de explosivos, aunque en un estricto sentido la energía debería de tener unidades de fuerza por tiempo en distancia.

3.6.5.2. El confinamiento.

El confinamiento del explosivo por el bordo (ver Figura 3.2) y el taco. Es usual poner el taco (rellenar el bordo del barreno) en todos los barrenos para minimizar los efectos de la onda del aire. Los disparos de precorte tienen un semiinfinito bordo. El confinamiento del explosivo determina el particionamiento de la energía entre el rompimiento de la roca, vibración del suelo y ondas del aire. Entre mas grande el confinamiento, mas energía esta directamente dentro del rompimiento de la roca y su vibración así como una disminución de la onda de aire. La distancia entre los barrenos y la secuencia de disparo impactan también el confinamiento.

3.6.5.3. El tipo de roca.

El tipo de roca tiene influencia en la velocidad de partícula máxima. El comportamiento de las ondas provocadas por la detonación de un explosivo en un barreno es diferente para cada tipo de roca. Entre más densa es la roca, (que es, la más alta velocidad P-wave sísmica), más alto es el pico de velocidad de partícula cercano a la explosión. En distancias grandes, la inversa es a veces el caso. Sin embargo, la dependencia es tan débil que es usualmente ignorada en las estimaciones preliminares del movimiento del suelo y se toma en cuenta automáticamente para el desarrollo de proyectos en detalle, desarrollando empíricamente curvas de atenuación de movimiento del suelo.

Propiedades de las rocas y su influencia en los resultados de las voladuras.

Los materiales que constituyen los macizos rocosos poseen ciertas características físicas que son función de su origen, y de los procesos geológicos posteriores que sobre ellos han actuado.

Densidad.

Las densidades y resistencias presentan normalmente una buena correlación.

Las rocas de baja densidad se deforman y rompen con cierta facilidad, requiriendo un factor de energía relativamente bajo, mientras que las rocas densas precisan una mayor cantidad de energía para lograr una fragmentación satisfactoria, así como buen desplazamiento y abundamiento.

Porosidad.

Hay dos tipos de porosidad: la intergranular o de formación y de disolución o post formación.

La primera, cuya distribución en el macizo se considera uniforme provoca dos efectos: disminución de la energía de la onda de choque y reducción de la resistencia dinámica a la compresión y consecuentemente, incremento de la trituración y porcentaje de finos.

El trabajo de fragmentación de rocas muy porosas se realiza, casi en su totalidad, por la energía de la burbuja, por lo que deberán observarse las siguientes recomendaciones; utilizar explosivos tipo Anfo, Implementar el desacoplamiento de cargas en caso de Alto explosivo, retener los gases de voladuras a alta presión con una longitud y un taco adecuado, en barrenaciones de banco, es conveniente tener una buena simetría y paralelismo a lo largo del barreno en la cara libre. Es conveniente tomar en cuenta que la porosidad de post-formación es la resultante por los huecos y cavidades que resultan de la disolución del material rocoso por las aguas subterráneas. Los espacios vacíos son mucho mayores, y su distribución es menos uniforme que la de la porosidad intergranular. Las cavidades intersectadas por los barrenos no solo dificultan la perforación con la pérdida de penetración y atoramiento de la barra y broca, sino incluso la eficiencia de la voladura, especialmente cuando se usan explosivos a granel.

3.6.5.4. Atenuación.

La variación de la máxima velocidad de partícula con respecto a la distancia desde la explosión se expresa como:

$$\text{Ecuación 7. } u_{R \max} = A \left(\frac{R}{W^m} \right)^{-n}$$

Para una explosión esférica confinada completamente en un medio elástico lineal infinito, la teoría indica que $m=1/3$ y $n=1$ o 2 dependiendo de la distancia de la explosión. Las cargas explosivas usadas en la practica son cilíndricas no esféricas y

el medio no es infinito ya que siempre hay una cara de suelo y hay siempre una cara vertical cerca. Análisis dimensionales indican que $m=1/2$ para tales cargas. En la práctica se encuentra que varía de 1.4 a 1.8. En la Figura 3.4 hay una grafica de la velocidad de partícula máxima contra $R/W^{1/2}$ para todos los datos en el artículo 24. Este muestra que tan grandes pueden ser los rangos que los datos pueden ser en la medición en una misma zona los componentes verticales pueden ser tan grandes como los radiales. La forma de las ondas del disparo 6 de esta figura se muestran en la Figura 3.3.d.

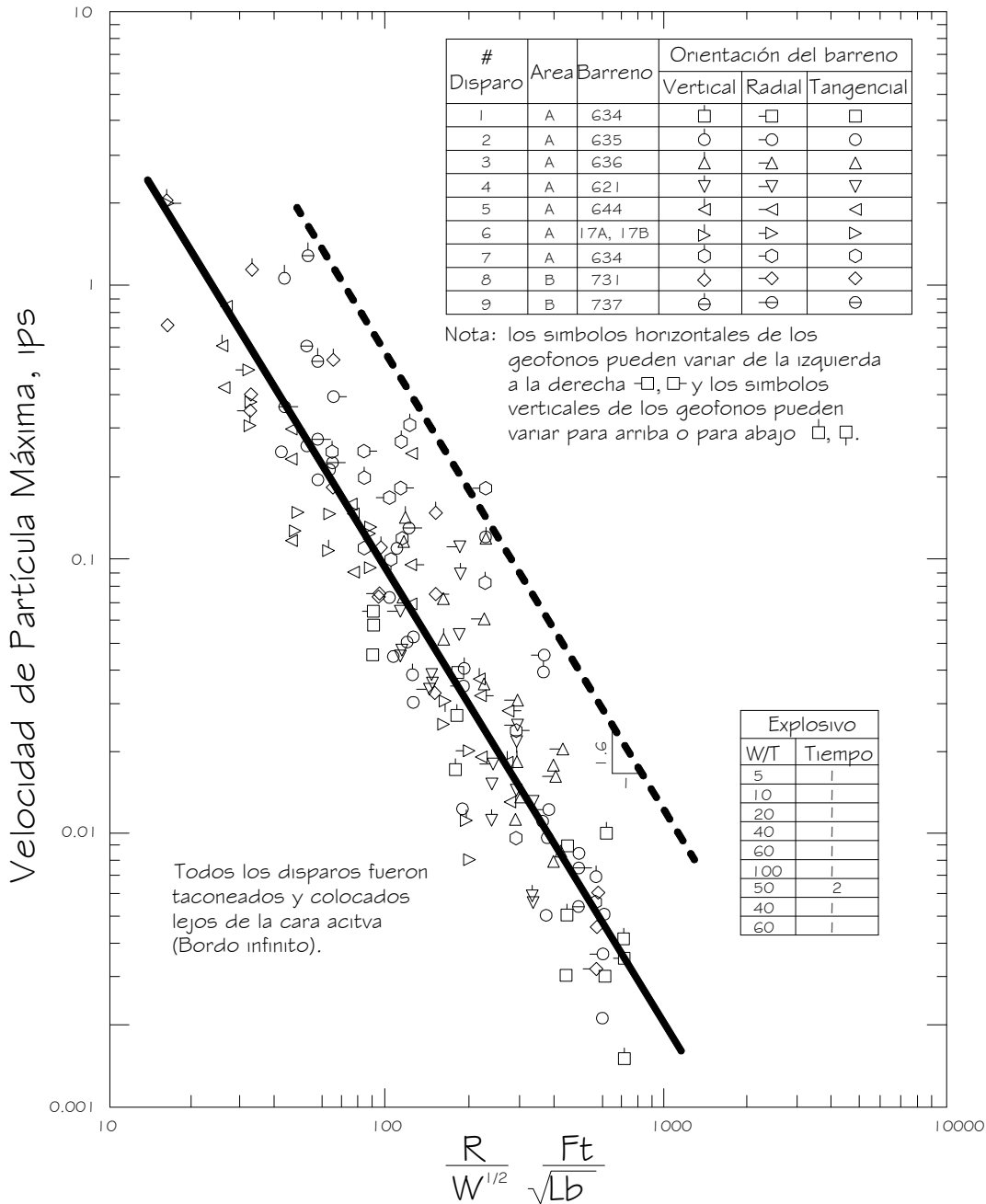


Figura 3.4. Atenuación de la velocidad de partícula.

3.6.5.5. Frecuencia.

La vibración de la superficie del suelo producida por una explosión varía en las frecuencias al igual que las amplitudes R incrementa. En general, un gran rango de frecuencias se presentan en la vibración del suelo pero ciertos límites de frecuencias predominan. Estas frecuencias predominantes (f) disminuyen con la distancia desde la explosión. La disminución se debe al cambio en la onda que contiene la mayor parte de la energía del tipo P ó S a R . En distancias grandes, la onda R contiene la mayor parte de la energía que produce la vibración y estas ondas son de baja frecuencia comparadas con las ondas P y S además de ser dispersivas también. El rango de frecuencia en voladuras que inducen a la vibración del suelo es de 0.5 a 200 Hz. En algunos casos, una frecuencia predominante asociada con la distancia al bordo (B)

$$\text{Ecuación 8.} \quad f_1 = \frac{C_P}{2B}$$

O el grosor de sobre bordo del terreno sobre la roca o una capa de roca de la superficie (H).

$$\text{Ecuación 9.} \quad f_2 = \frac{C_S}{4H}$$

Se pueden ver en los datos de la vibración del suelo. Cuando las mediciones se hacen en afloramientos de roca, las frecuencias predominantes (pueden ser más de una) están en rangos de 10 a 100 Hz es en estos rangos donde la amplitud de vibración es lo suficiente largo como para poder afectar las estructuras. Donde hay 10 o más pies de sobrecarga en el terreno, la frecuencia predominante será de 1 a 40 Hz. Muchos tiempos en la secuencia de disparo incrementan las bajas frecuencias en el contenido de la vibración. Esto es común en minería y operaciones de extracción. La Figura 3.5 muestra el cambio en las frecuencias predominantes que ocurren diferentes tipos de operaciones de voladuras debido a los factores mencionados anteriormente. Los tiempos en milisegundos (msec) están comercialmente disponibles en múltiplos de 25 msec y 100 msec (Anexo 1). El tiempo entre el disparo de cargas secuenciales en una ronda puede resultar además en una frecuencia predominante en los registros de la vibración. Estos tiempos se analizarán adelante con más detenimiento.

La frecuencia no se tomó tanto en cuenta en el análisis, debido a la irregularidad que era obtener los resultados con el sismógrafo de CFE.

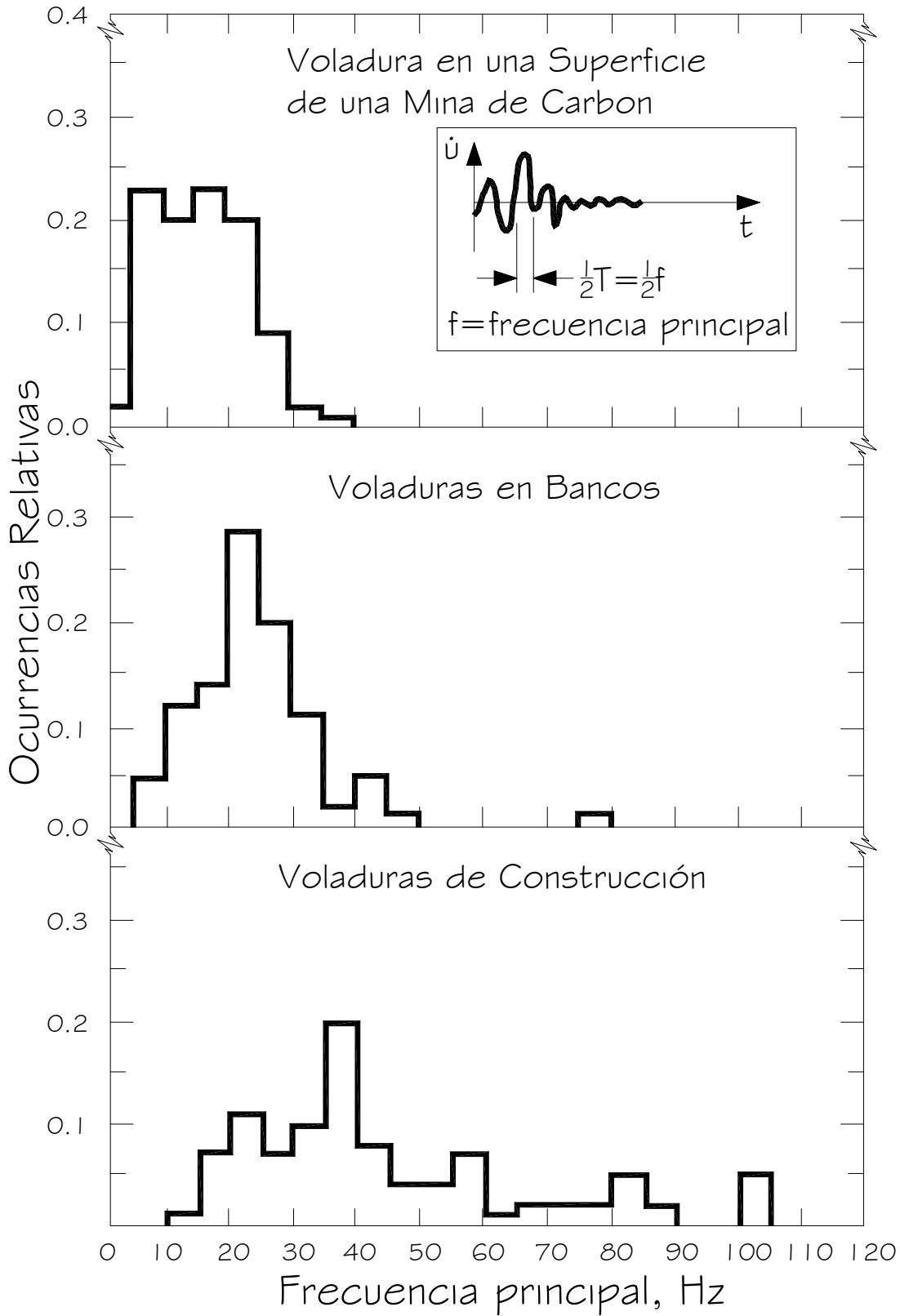


Figura 3.5. Frecuencias predominantes en rangos donde el daño a estructuras es de preocupación. (de Siskind et al. 1980)

3.7. Escalando. (Scaling)

Hay dos diferentes escuelas de pensamiento en el escalado de movimientos del suelo producidos por voladuras. El peso de la carga/tiempo se toma para tener las unidades de energía (fuerza por desplazamiento). Para el punto de origen de la explosión, el análisis dimensional indica que el rango de la velocidad de la partícula para propagarse la velocidad, (u/c), debe estar relacionada a

$$\frac{R}{W^{1/3}} \times \rho^{1/3} \times c^{2/3}$$

Debido a que ρ varía por solo un factor de 1.5 para todos los tipos de roca y c varía por solo un factor de cerca de 2, estas variables son usualmente no tomadas en cuenta. Solo para los casos de preliminares pruebas de voladuras de pequeñas cargas se satisface la condición del punto de origen. Para una carga lineal muy grande de longitud ℓ donde w , la carga por unidad de longitud = W/ℓ , el análisis dimensional indica que (u/c) se relaciona con

$$\frac{R}{\sqrt{\frac{W}{\ell}}} \times \rho^{1/2} \times c$$

Estas condiciones geométricas no se satisfacen estrictamente en la práctica. Ha habido muchos casos donde los datos de vibración por voladuras para diferentes W 's y R 's en determinado sitio fueron graficados como $\log u$ contra $\log R/W^{1/3}$ y como $\log u$ contra $\log R/W^{1/2}$ escalado. Para cada sitio y para cada tipo de grafica una línea recta predomina en los datos que fueron obtenidos. A veces el análisis regresional indica preferencia por una forma de escalado sobre la otra pero ninguna fue universalmente mejor que la otra. Algunos resultados se confunden por el factor de que los datos que se analizaron incluyen formas de ondas diferentes radicalmente (por ejemplo, combinando los datos de la Figura 3.3.a y Figura 3.3.b) en los cuales los diferentes tipos de onda son responsables de la máxima velocidad de partícula. Hay una preferencia en la bibliografía por $R/W^{1/2}$. Se puede demostrar que para un límite de velocidad de partícula dado, el uso de $R/W^{1/2}$ resulta en el uso de una carga más pequeña permitida por tiempo para un R mayor a 100 ft. La mayoría de las voladuras relacionadas con la seguridad involucran distancias mayores que 100 ft desde la carga a la estructura en cuestión. Por esta razón $R/W^{1/2}$ es recomendada.

En el proyecto se uso precisamente ésta ultima, $R/W^{1/2}$.

3.8. Predicción de la velocidad de la partícula.

Hay muchas publicaciones de relaciones empíricas para la velocidad de la partícula como una función del rango escalado. Para estimaciones preliminares del movimiento del suelo en proyectos grandes donde un programa de medición se llevara a cabo, y para estimaciones fieles en pequeños proyectos donde ningún

programa de medición se requiere por especificaciones de proyecto o esta planeada por el contratista, es común usar una de estas relaciones para estimar la velocidad de partícula. En proyectos grandes donde se involucran grandes operaciones de voladuras, la practica recomendada es desarrollar un proyecto específico para la predicción de la velocidad de partícula (por ejemplo, observe Figura 3.4: “working curve” o curva de trabajo).

3.8.1. Formulas publicadas.

Las siguientes son formulas publicadas o formulas arregladas para la predicción de curvas:

3.8.1.1. Hendron (artículo 18)

$$\text{Ecuación 10. } u_{R \max} = 360 \text{ in / seg} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right)^{-1.6}$$

Esta formula es aproximadamente mayor o igual a los datos a los cuales se ajustaron y se aplica en el rango de $10 \text{ ft/lb}^{1/3} \leq R/W^{1/3} \leq 200 \text{ ft/lb}^{1/3}$.

3.8.1.2. Hendron un acercamiento a la formula (Close-In.)

$$\text{Ecuación 11. } u_{R \max} = 6000 \text{ in / seg} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right)^{-2.8}$$

Esta formula esta basada en Engineering Research Associates en pruebas de 1953 para cargas esféricas largas y es aproximadamente ajustado igual o mayor a esos datos. Es valido en el rango $3 \text{ ft/lb}^{1/3} \leq R/W^{1/3} \leq 10 \text{ ft/lb}^{1/3}$.

3.8.1.3. Oriard igual o mayor (artículo 1). (Limite mayor)

$$\text{Ecuación 12. } u_{R \max} = 245 \text{ in / seg} \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-1.54}$$

Esta formula es un arreglo a la presentación grafica descrita como igual o mayor en la experiencia de Oriard (esto es, velocidad máxima).

3.8.1.4. Oriard menor o igual (limite menor) (artículo 1).

$$\text{Ecuación 13. } u_{R \max} = 27 \text{ in / seg} \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-1.54}$$

Esta relación viene de la misma fuente como la anterior. Ambas son validas en el rango $5 \text{ ft/lb}^{1/2} \leq R/W^{1/2} \leq 200 \text{ ft/lb}^{1/2}$. Nótese que a determinado rango de escalado hay un factor de diferencia entre las ecuaciones 12 y 13.

3.8.1.5. Confinamiento inusual de Oriard/ curva de presplit (precorte).

$$\text{Ecuación 14. } u_{R \max} = 600 \text{ in / seg} \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-1.54}$$

Esta relación se aplica a casos donde el bordo es extremadamente largo y $15 \text{ ft/lb}^2 \leq RW^{1/2} \leq 50 \text{ ft/lb}^{1/2}$.

3.8.2. Recomendaciones:

De las formulas presentadas arriba, las ecuaciones 11, 12 y 14 se recomiendan para el uso en la practica cuando las condiciones bajo las cuales son validas existen. La ecuación 12 es apropiada para la mayoría de las condiciones de prácticas de voladuras.

En el caso de “El Cajón” la ecuación obtenida fue la que se presenta en el capitulo 6.2.5.5.

3.8.3. Desarrollo del proyecto de una curva.

Sobre la medición de la velocidad de partícula se hablara en el capitulo 3.9. Se requieren mediciones (o un monitoreo) cuando haya una estructura a un rango escalado de $50 \text{ ft/lb}^{1/2}$ o menos desde la voladura. Es de practica común que proyectos de construcción que involucran el desarrollo de un banco de roca o grandes cantidades de voladuras para la excavación de roca empiecen con pequeñas explosiones en partes relativamente no pobladas del sitio y se vayan haciendo explosiones más grandes y más cercanas a lugares poblados en áreas más críticos conforme el procedimiento de construcción. Si esto se hace o si una serie de pruebas preliminares se hacen, las mediciones se pueden tomar para desarrollar una grafica logarítmica de la velocidad máxima de partícula contra $RW^{1/2}$ que puede ser usado como una curva de atenuación especifica del proyecto. La Figura 3.4 representa los datos de un programa de monitoreo de voladuras. Una curva arriba y paralela al mejor arreglo de la línea esta dibujada en la grafica logarítmica para tener una referencia sobre la carga por tiempo en futuras predicciones de disparos. Es común que la curva se dibuje encima del 95% del total de los puntos. La curva seleccionada en la Figura 3.4 es aun más conservadora (>98%) debido a las posibles consecuencias en el daño estructural a instalaciones existentes en el sitio donde se juzga son aceptables. Debido a que no hay cara libre en ninguno de los disparos esta curva es más aplicable a rondas de precorte. La Figura 3.6 es un plan para un área en el cual se llevo a cabo un monitoreo y se muestra la medición de movimiento de suelo y localización de los barrenos. La leyenda en la Figura 3.4 muestra que la figura empezó con 20 lb de carga y procedió así a 100 lbs. Esta es una buena práctica.

Dowding (artículo 1, paginas 37-40) muestra un ejemplo del uso de las primeras rondas en proyecto de construcción para desarrollar una curva especifica de trabajo. Las mediciones deben de ser tomadas en un mínimo de 2 rangos escalados cubriendo un factor de 10 en valores de $RW^{1/2}$. El mínimo rango de escalado del suelo de interés es $10 \text{ ft/lb}^{1/2}$. En proyectos donde las voladuras es una característica importante de la construcción, el desarrollo de curvas para el proyecto se debe de desarrollar para ambos; el precorte y la producción.

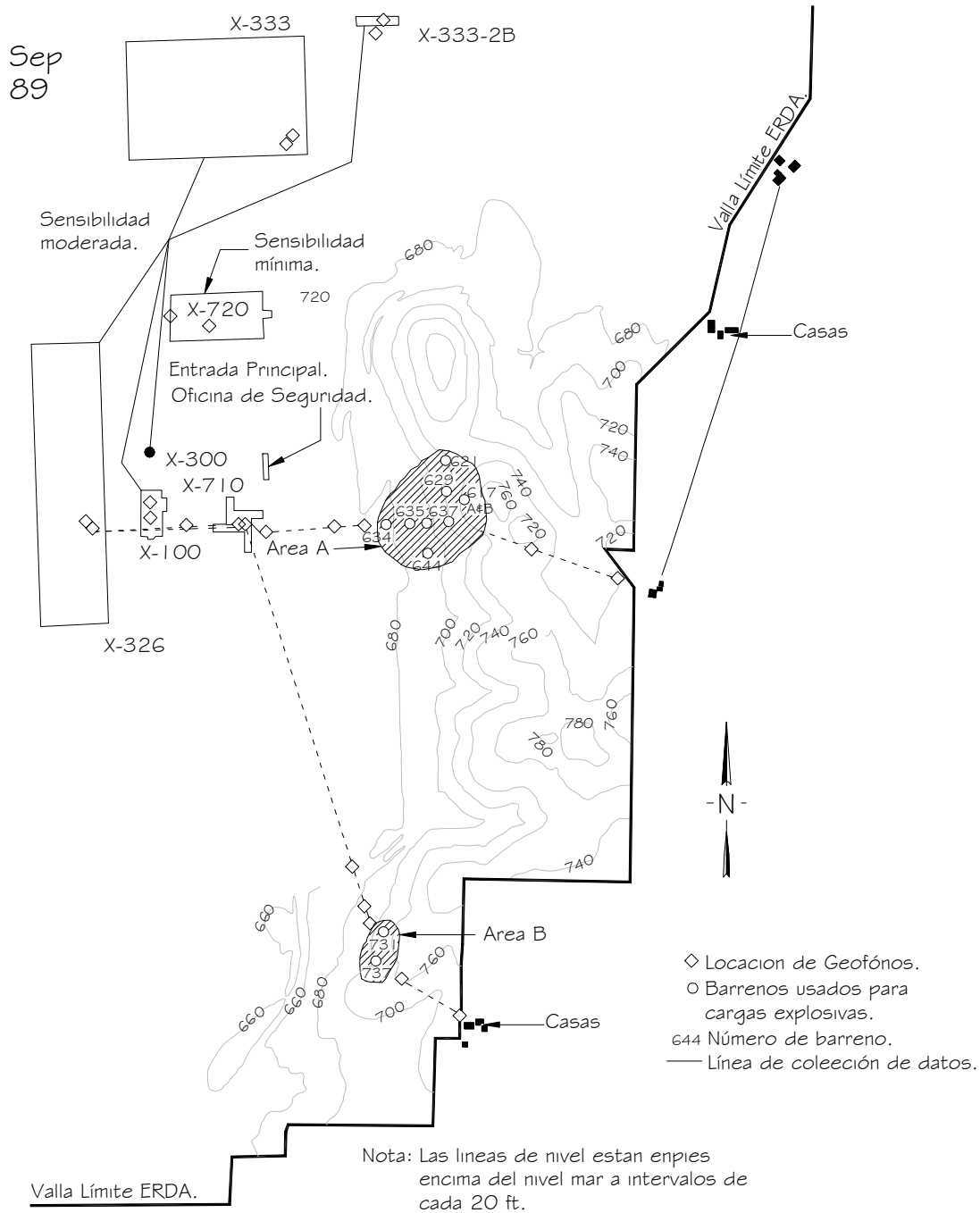


Figura 3.6. Croquis del programa de prueba para desarrollar una curva de proyecto.

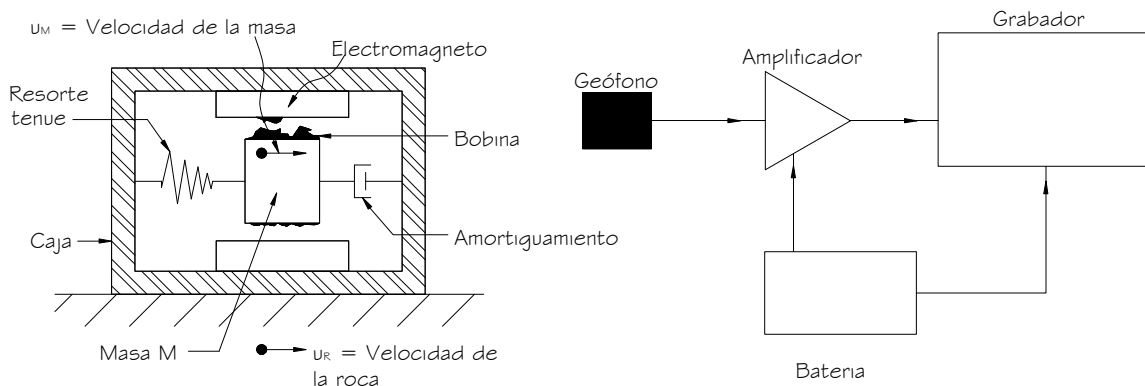
3.9. Mediciones (Monitoreo).

La velocidad de partícula es usualmente medida en la mayoría de los proyectos de voladura debido a especificaciones del proyecto CE se requieren cuando el rango de escalado a las estructuras más cercanas es $50 \text{ ft/lb}^{1/2}$ o menos; El contratista desea desarrollar una curva específica del proyecto para que pueda justificar el uso de grandes rondas (cargas) en su producción de voladuras; esta se requiere por la

compañía de daños a terceros del contratista; además es deseada por el contratista como base para la defensa contra reclamos de daños. Dos tipos de sistemas de monitoreo son de uso común: uno registra solo la velocidad máxima de partícula, el otro la variación de la velocidad como una función del tiempo. El segundo es el tipo preferido de medición debido a que el contenido de la frecuencia del movimiento se puede determinar de los datos registrados. Sin embargo, en la actualidad se encuentran aparatos más modernos que pueden captar ambos datos, la velocidad de partícula y la frecuencia, como el sismógrafo por parte de Dyno. El capítulo 5 explicará como esto permitirá un criterio más seguro de la distancia en una actitud más racional y menos restrictiva. El uso de sistemas de medición de desplazamiento es desalentado porque el desplazamiento no se relaciona bien al daño.

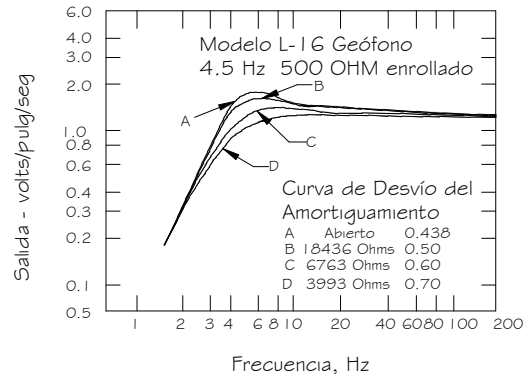
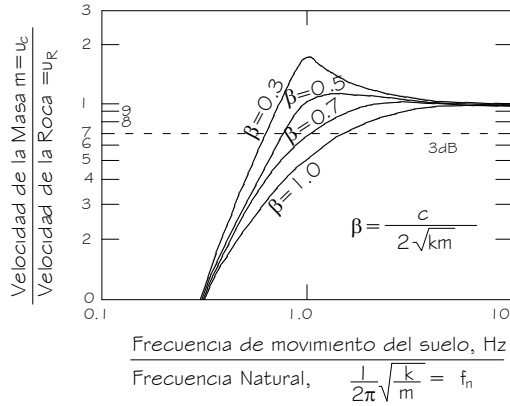
3.9.1. Instrumentación.

Aparatos electrónicos con gran variedad de componentes los cuales pueden ser usados como una máquina portable de sistema de medición de vibración. Algunos fabricantes tienen sistemas completos llamados sismógrafos; sin embargo, no todos los sismógrafos se adaptan a este tipo de mediciones. Todos tienen en común los siguientes elementos: transductor (un aparato que transforma un tipo de energía en otro –transductor-), cable, amplificador, grabador y batería como se muestra en la figura esquemática Figura 3.7.b. Ambos velocidad de partícula triaxial y onda de aire se deben de hacer en más de una locación en determinada explosión para desarrollar una curva de proyecto. Puede estar acompañada de un sistema de grabado de 8 o más canales (sismógrafos de 12 canales están disponibles) o con dos o más aparatos de 4 canales. Este último es más común en la práctica.



a. Geófono (un solo eje).
Diagrama Esquemático

b. Sistema de Instrumentación



c. Respuesta de un sistema de un solo grado de libertad (Amortiguamiento) a movimiento armónico a la base.

d. Curva de calibración del fabricante.

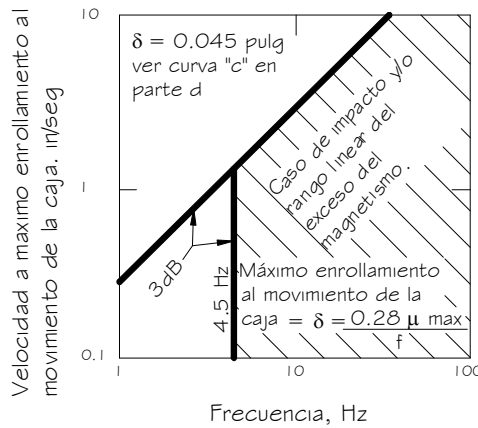


Figura 3.7. Instrumentación para medir la vibración.

3.9.1.1. Transducer. (Transductor).

La velocidad del transductor que se escoja puede ser de un solo eje (horizontal) o geófonos triaxiales. Un geófono es básicamente una masa suspendida en un resorte dentro de una caja (ver Figura 3.7.a). La velocidad de la caja (que será la velocidad del suelo) es aproximadamente proporcional al voltaje producido por una bobina adjuntada a la masa moviéndose a través de un campo magnético cuando la frecuencia natural (f_n) del sistema de resorte de la masa es menos que la frecuencia del movimiento y el sistema es 60 a 70 por ciento de amortiguamiento crítico (observar $\beta=0.7$ en la curva de la Figura 3.7.c). Así el geófono debe de tener una frecuencia natural de menos de 3 hz y estar de 60 a 70 por ciento descargado. La salida debe de ser lineal (esto es, el voltaje de salida debe de ser lineal por pulgada/seg de velocidad es constante) dentro de 3 decibeles (db) entre 3 y 200 Hz. Tres (3) db corresponden a una velocidad medida de 30 por ciento menos que la actual velocidad a la frecuencia dada.

$$db = 20 \log \frac{\text{Medicion}}{\text{Amplitud Maxima}}$$

Las especificaciones del productor deben de proveer curvas como las que se muestran en la Figura 3.7.d. Velocidades entre los 10 in/sec en altas frecuencias y 0.05 in/sec en bajas frecuencias deben de estar en el rango de medición. Es improbable que un simple geófono funcione bien durante todo este rango. El conjunto en muy pequeñas frecuencias naturales, geófonos de resortes delicados impactaran la caja o excederán el rango del magneto cuando el movimiento de amplitudes grandes ocurra como se muestra en la Figura 3.7.e. La solución es usar geófonos que respondan a diferentes frecuencias de movimiento. En el ejemplo que se muestra en la Figura 3.7.d y Figura 3.7.e, la calibración del geófono se vuelve inaceptable no lineal debajo de 4.0 Hz y no responderá apropiadamente sobre velocidades de partícula sobre 1.4 in/sec a 10 Hz o 14 in/sec a 100 Hz debido a que el conjunto del geófono golpeará dentro de la caja o se moverá afuera del rango lineal del electro magneto. Un ejemplo de las especificaciones para geófonos accesibles comerciales se cita el rango de necesidades se da abajo en la tabla 1.

Modelo	(f_n) Frecuencia Natural Hz	β Descarga (Damping) %	Sensitividad Volts/in./sec.	Rango de lineabilidad ± 3 db Hz	Maximo Rango de Velocidad / Frecuencia in./sec/Hz
MB 120	2.5	65	0.096	2-500	1.13
LIB	4.5	70	1.75	4.5-200	0.28
L4C	1	70	6	1-200	0.47
HS 10	1	70	8.5	1-200	--
GS 11 D	4.5	70	0.81	5-100	--
VLF 300D	--	--	4.8	1-400	--

Tabla 1. Especificaciones típicas de geófono.

La selección del geófono es crítico para mediciones exactas así como una selección incorrecta dará falsas (bajas) amplitudes para movimientos de baja frecuencia y pueden causar que el geófono sea dañado o funcionar impropriadamente a altas velocidades. Otros factores de importancia en la selección del geófono son el cambio de fase, sensibilidad del eje transversal y sensibilidad del ambiente o temperatura. Todos estos factores deben tener lo menos posible efecto en el voltaje de salida como sea posible. Las especificaciones técnicas del fabricante de los geófonos que serán usados deberán de ser parte del plan de voladura del contratista entregado a la CE. El representante de CE debe revisar las especificaciones del fabricante proveídas con respecto al criterio mencionado arriba debido a que la selección del geófono puede arrojar malos resultados, y malos resultados pueden conducir a prácticas inseguras.

3.9.1.2. Cable.

El cable que conecte el transductor al amplificador debe de ser de 4 alambres protegidos para minimizar la interferencia eléctrica y el ruido.

3.9.1.3. Localización de los geófonos.

La velocidad medida por los geófonos puede estar en error si se mueven sobre sus soportes o si la onda de aire de la explosión afecta el aparato. Cuando el geófono es puesto en un lugar sólido, el procedimiento que eliminara estos problemas es excavar cuidadosamente un hoyo superficial, poner el geófono sobre una superficie sólida plana e imperturbable en la parte baja del hoyo, orientar el eje horizontal radial del geófono de tierra alrededor y sobre el geófono. Cuando el geófono se ponga sobre concreto, roca o asfalto se deberá colocar con un cemento de rápido fraguado o una masilla adhesiva y cubrir con bolsas de arena o un montón de barro para insularlo de las ondas de aire. Entre mas cerca este el geófono a la voladura, es mas importante un colocado correcto. Si el producto de u_{MAX} (in./sec.) y la frecuencia f (Hz) de ese ciclo de velocidad en el cual u_{MAX} ocurre excede 15 es altamente probable que las mediciones sean errónea a menos que las precauciones mencionadas arriba se hayan tomado.

3.9.1.4. Amplificadores.

El propósito de estos es el de mejorar la señal de un radio de ruido de la salida de los geófonos, y mejorar la señal de salida a un nivel adecuado para mejorar los datos grabados. El amplificador debe de tener un rango de operación de frecuencia mas amplio que el de los geófonos que sean usados y el sistema de calibración es una función del largo del cable entre el amplificador y el geófono. El sistema debe de ser calibrado para tener esto en consideración. Los amplificadores usualmente contienen circuitos para cambiar la escala de la señal de salida grabada (ganancia) y aportar procedimientos de calibración de voltaje conocidos en el grabado.

3.9.1.5. Grabador (registrador).

Hay muchos métodos aceptables de grabar los datos como una función del tiempo: light beam oscilographs (oscilógrafo de haz de luz), grabador de cinta FM y aparatos de memoria digital los cuales convierten la señal FM análoga a muestras de datos digitales en intervalos de tiempo uniformes y los guarda en e medios magnéticos. Para ser más provechosos, los grabadores en cinta de FM y los aparatos de media digital deben de tener la capacidad de poder reproducirse múltiples veces. La respuesta a la frecuencia del sistema de grabación debe de exceder a la de los geófonos.

3.9.1.6. Abastecimiento de energía.

Una batería (recargable o reemplazable) se requiere con el equipo mencionado.

3.9.1.7. Combinando los productos comerciales mencionados.

Hay al menos media docena de diferentes productos comerciales del tamaño de una maleta en el mercado que combinan geófonos de ejes simples o triaxiales, cable, amplificador, alimentación de energía y grabadores. Estos productos frecuentemente se refieren a ellos como monitores de voladuras. Algunos influyen

un micrófono para medir los niveles de ruido. Si los monitores de voladuras se usan, es necesario tener dos o tres en el sitio para la colección de datos de diferentes radios en la misma voladura. Algunos aparatos solo permiten leer en el sitio el máximo valor de velocidad grabado. Estos no son tan útiles como aquellos que aportan el registro completo de velocidad contra tiempo. Las especificaciones técnicas para los geófonos que deben de venir acompañadas en el sistema deben de ser estudiadas cuidadosamente para asegurar que los geófonos con sus características son los adecuados para las frecuencias y las máximas velocidades esperadas. Algunos de los monitores de voladuras tienen geófonos que son de -3 db a 5 Hz. El pico de los datos en la Figura 3.3.d no sería grabada fielmente con tal instrumento. La tabla 2 describe algunos de los monitores de voladuras comerciales. La biografía de los productores se puede consultar para más detalle.

3.9.2. Sistema de calibración.

No depende en las curvas de calibración que el productor provee, debido a que el sistema de calibración puede cambiar con el largo del cable. Calibrar el sistema entero (ver Figura 3.7.b) y el largo del cable a ser usado en campo se hace en un laboratorio con una tabla de vibración armónica y se establece una curva como la que se muestra en la Figura 3.7.d. El abastecedor del sistema de monitoreo de vibración debe de proveer un certificado de la calibración del sistema actual. A menos que la organización que colecta los datos de vibración pueda atestiguar la calibración, la utilidad de los datos en el evento de una queja de daño es cuestionable.

Productor	A	B	C	D	E	F
Numero de canales	4	4	4	4	4	4
Tipo de grabador	Papel foto	Cinta magnética digital	Cinta análoga	Memoria digital	Cinta análoga	Memoria digital
Rango de frecuencia del geófono Hz	2-200	4-150	1-200	2-250	1-200	2-250
Rango del geófono	NA	NA	NA	± 4 in./sec máximo rango	± 4 in./sec máximo rango	± 8 in./sec
Amortiguación para el geófono	60	60	60	60	70	70
Velocidad de grabado in./sec o rango de muestreo digital	4	500	2	1024 con impresora	NA	1000 con impresora
Micrófono para onda de aire	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Sistema de disparo	manual	auto	auto	auto	manual	Auto

* NA = no disponible en la biografía del productor.

Tabla 2. Características de monitores de voladuras comerciales típicos.

3.10. Niveles de velocidad reducida.

3.10.1. Carga reducida / tiempo.

Para reducir el daño debido a la vibración del suelo, es necesario reducir la carga por tiempo a valores en los cuales se producirán una velocidad de partícula máxima inferior que aquellos que el criterio de daño se presentan en el capítulo 5. Para alcanzar la fragmentación deseada es necesario mantener factores de poder mínimos presentados arriba. El factor de poder se define como (W_T) lbs/volumen total de roca a ser excavada en la voladura. Dependiendo del tipo de roca, el bordo, y el tamaño máximo de fragmentación deseada el apropiado factor de poder usualmente estará en el rango de 0.5 a 1.0 lb/cu yd. Para cumplir ambos propósitos, a veces es necesario incrementar el número de hoyos perforados. Si no se usan retardadores, el primer obvio paso es el uso de ellos. Esto se puede hacer atando los explosivos en cada barreno disparándolos por separado usando una combinación de milisegundos retardadores. Si eso no es suficiente, disminuir o dividir (decking) la carga dentro del barreno debe de ser considerado. Esta técnica incluye muchos tipos de cargas separados por 5 ft o más de taco en el mismo hoyo, con un disparo después del otro a través del uso de retardadores.

Si originalmente fuera necesario llenar de carga el hoyo para obtener el factor de carga deseado, para separar las cargas en un mismo hoyo requerirá ya sea un diámetro del hoyo mas grande o mas barrenos en menos espacio. Debido a que el cargado, las conexiones e iniciación de disparos "decking" son más complejos, este procedimiento requiere de mucha experiencia. Alternativamente, podría ser deseable evitar el "decking" simplemente reduciendo el espacio entre los hoyos. Esta opción no es tan compleja, pero requiere de más barrenos (ver Figura 3.8).

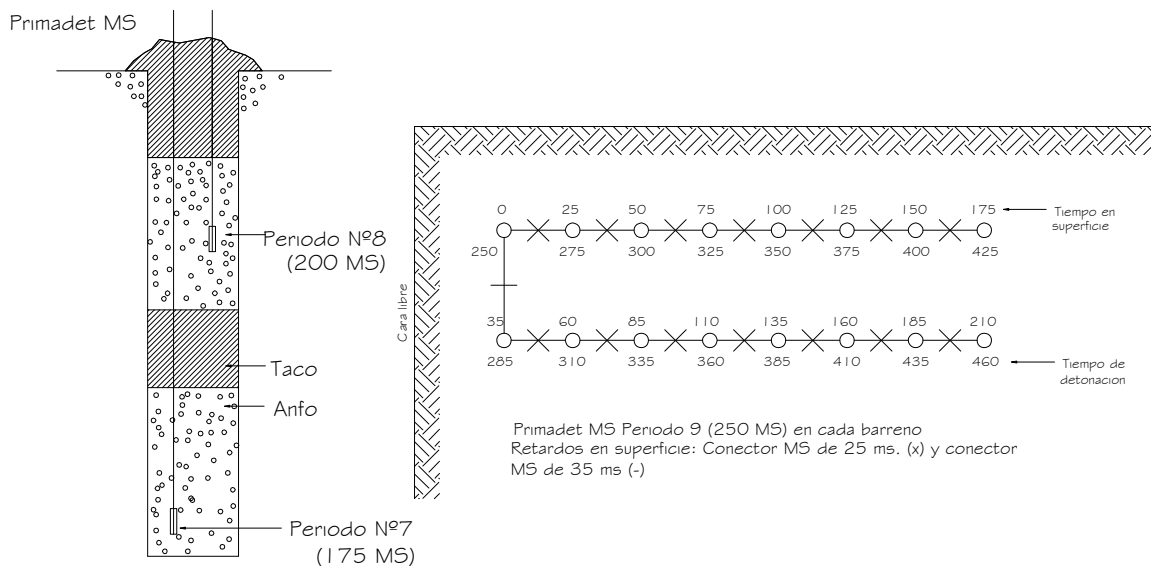


Figura 3.8. Ejemplo de un barreno en "decking"

3.10.2. Intervalo de los retardadores.

En la Figura 3.9 (artículo 2) se presentan datos de un caso histórico en el cual se muestran los efectos del intervalo del retardador en la velocidad máxima de partícula. El intervalo de 5 msec usado en ese estudio produjo velocidades las cuales son un factor de 2 o 3 arriba a aquellas que se obtuvieron usando 9 msec intervalos de retardadores. Una posible causa de esto se explica en la Figura 3.10. Si el tiempo para una onda de compresión para viajar del hoyo de disparo a través del bordo a la cara y regrese reflejada como una onda de tensión al barrenos es menor que el tiempo de retardadores entre cargas, la segunda carga es más confinada y una gran cantidad de su energía es particionada dentro de la vibración. Los retardadores pueden producir además interferencia destructiva entre el evento de vibración y prever el superposicionamiento de movimientos pico. Si en múltiples rondas de voladuras, la roca de enfrente de la primer ronda de barrenos no se ha movido lo suficientemente para adelante antes de la detonación de la segunda ronda, el efecto de confinamiento se refuerza. La comparación de las ecuaciones 12 y 14 muestran que el esfuerzo de confinamiento puede producir al menos un factor de dos incrementos en la velocidad de partícula que sobre procedimientos usuales. En general, entre mas grande sea el intervalo de los retardadores dentro del rango de milisegundos se mejora algunos máximos retardadores los cuales están en el rango de milisegundos. Este máximo debe de ser lo suficientemente corto como para que no sea percibido por un observador como una serie de voladuras separadas.

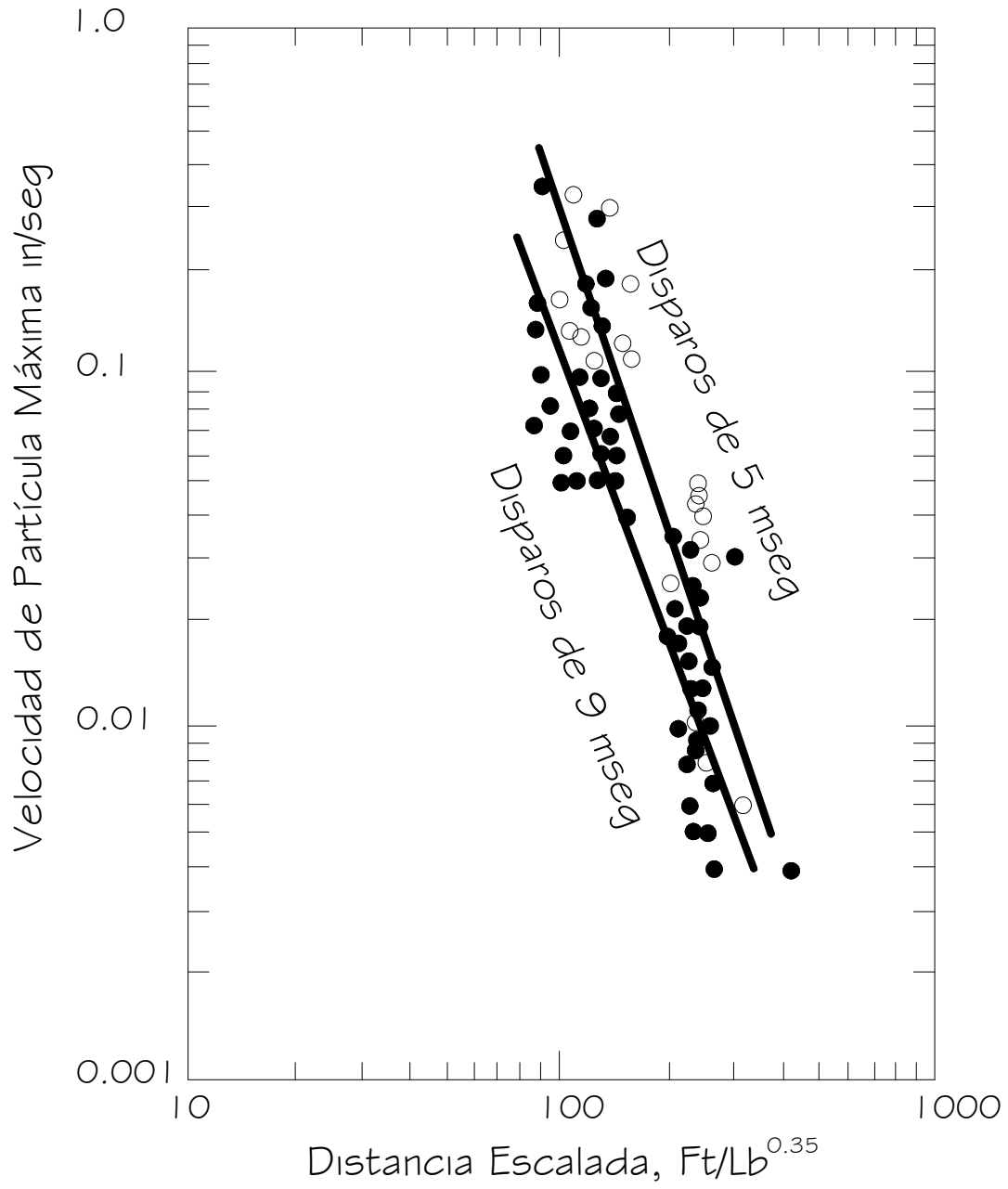


Figura 3.9. Comparación generalizada de efectos de 5- y 9- msec disparos de producción.

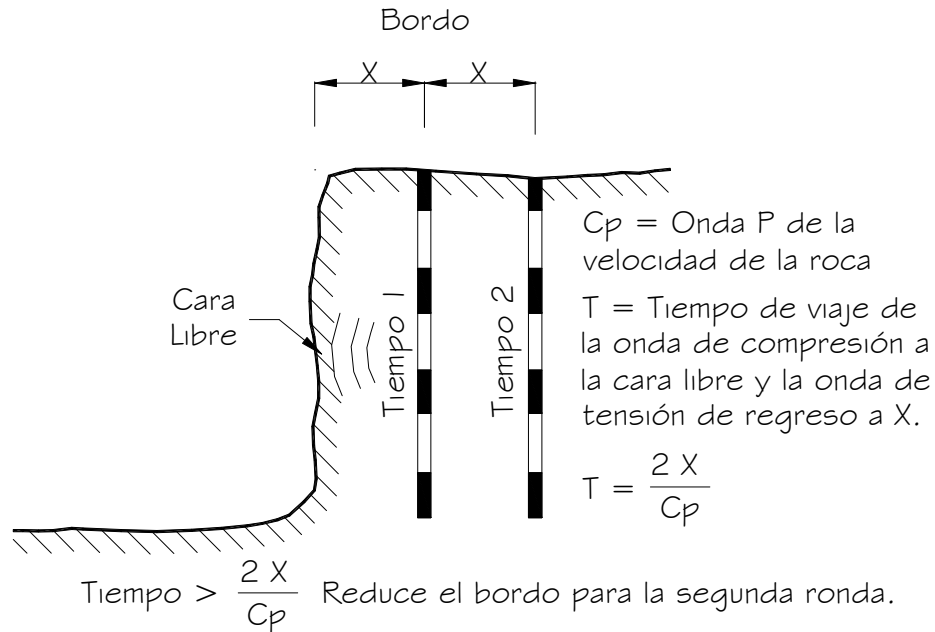


Figura 3.10. Efectos de los retardadores.

3.10.3. Dirección de iniciación.

La mejor opción es iniciando la carga más cercana a la estructura que será protegida, seguida de la segunda más cercana y así sucesivamente, reduce la amplitud de movimiento del suelo en la estructura significativamente (artículo 3). Algunas veces esto no se puede hacer sin incrementar el confinamiento o disminuyendo la fragmentación cuando la estructura esta directamente detrás de la cara que esta siendo volada. Sin embargo, cuando la estructura esta fuera de este rango, esto es posible.

3.10.4. Reducir el bordo.

Reducir el bordo reduce la duración de confinamiento y menos energía va dentro de la vibración.

3.10.5. Voladuras durante el periodo de altas actividades humanas.

Esto no reduce los niveles de vibración solo reduce la percepción y sus consecuentes quejas. Las voladuras durante el mediodía o en el periodo donde justo las escuelas dejan salir a los estudiantes, se tiene una oportunidad donde la gente no este en sus residencias (artículo 3). Haciendo voladuras durante el desayuno, cena u horas de anochecer debe de ser evitadas.

4. PROCEDIMIENTOS USADOS EN “EL CAJÓN”

4.1. Tipos de voladuras.

En el banco de roca “La pedrera” se usaba tres diferentes tipos de voladuras, los cuales variaban principalmente en la función que tenían, aunque variaban también un poco en la forma de su arreglo y los materiales usados. Frecuentemente se volaban dos o incluso las tres en un mismo disparo.

4.1.1. Banqueo.

Con este tipo de voladura se hacía básicamente la extracción de roca. Consistían en barrenos acomodados ortogonalmente y el área variaba dependiendo de cómo se atacaría el terreno, podían ser barrenos de 15 a 5 m de profundidad dependiendo del nivel requerido. El explosivo utilizado era del tipo emulsiones Dyno de 2” x 16” y Anfo a granel (ver anexo 1). Las plantillas usadas para esta voladura eran arreglos rectangulares donde la distancia del espaciamiento y bordo comúnmente era de 2.5 m, aunque también hacían arreglos de 3.0 m, estas condiciones variaban según la topografía de terreno.

4.1.2. Precorte.

Su propósito era prevenir daños evitando que la onda se propagara a través del terreno, por lo cual consistía en una serie de barrenos que delimitaban el terreno que quedaría como parte del proyecto o simplemente que no quería ser tocado, de aquel que sería extraído. Eran barrenos similares a los de Banqueo, solo que el explosivo era diferente, consistía en emulsiones Dyno de 1” x 39” utilizando otro amarre en ellos, los cuales acomodaban en pares, se ponían de 14 a 20 pares de estos, y no se usaba Anfo en estos barrenos. La plantilla que se usaba era, dependiendo del terreno, de dos filas de precorte o solo una y la distancia de espaciamiento era de 1 m o 1.5 m

4.1.3. Moneo.

Se usaba este tipo de voladura para eliminar los remanentes de terreno o rocas grandes que quedaban, sus barrenos dependían del remanente a volar y generalmente no pasaban de los 4 o 5 metros. El explosivo consistía básicamente de Anfo y si era lo suficiente largo el barreno le ponían unas cuantas emulsiones. La plantilla realmente para este tipo de voladura no existía a menos que el remanente fuera un poco grande, el arreglo entonces de los barrenos era totalmente aleatorio.

4.2. Elaboración de la plantilla.

Para la barrenación se informaba a la persona encargada sobre el lugar y tipo de voladura que sería, lo cual determinaba la longitud de los barrenos. Para limitar el espaciamiento se hacía con una vara de la medida y se amontonaban unas rocas en el punto señalado formando las "monas" (foto 10), las cuales indicaban la próxima existencia de un barreno en ese lugar, bueno eso era para las voladuras tipo banqueo y precorte, pero para el moneo se dejaba al libre albedrío del operador de la maquinaria, confiando en su criterio para poder atacarlo de la mejor manera.

4.2.1. Equipo de perforación.

Una vez que se limitaba el área y plantilla de la voladura entraba la maquinaria, la cual consistía en máquinas Hidrodrills del tipo Ranger 500² de Tamrock, las cuales tenían un rendimiento de perforación de 60 m/hora con un buen operador (ver fotos 4 a 9). Cada máquina tenía un operador y un ayudante, el rendimiento de la máquina dependía de la habilidad del operador para maniobrar con ella, así como del ayudante, pero principalmente era el operador. El ayudante era el encargado de limpiar la zona del barreno en curso (foto 1) y suministrarle los insumos que necesitara la máquina, se limpiaba la zona del barreno porque a veces el material extraído caía nuevamente al barreno y podía retardar la barrenación, además de que podía afectar el ademe que se llevaba a cabo dentro del barreno. El principal problema para el operador era que existiera agua en el terreno lo cual dificultaba la barrenación, ya que el ademe no se hacía correctamente y la estabilidad del barreno peligraba pudiendo tener derrumbes y por consiguiente un proceso más tardado o cambiar la posición del barreno y empezar de nuevo.



Foto 1. Limpieza del barreno por parte del ayudante.



Foto 2. Broca insertada utilizada para la elaboración de los barrenos de 3"

Las brocas usadas eran de 3" con puntas de tungsteno, de modelo -5076, era una broca de frente plano con botones esféricos, ideal para roca semidura que provoca un fuerte desgaste diametral en la broca, además del uso de barras de extensiones de 3 m las cuales se usaban hasta alcanzar la profundidad deseada (fotos 2 y 3).

Los barrenos se hacían con una pendiente de 1:1.2 para lograr tener la pendiente en el banqueo y precorte.



Foto 3. La misma broca comparada con la mano humana.



Foto 4. Equipo de perforación barrenando para un banqueo de 10 m.



Foto 5. Preparación de voladura típica de banqueo, los barrenos cerca de la cara libre están listos para ser cargados, mientras que la maquinaria esta haciendo los barrenos restantes.



Foto 6. Vista de trabajo en un banqueo normal; tractor, cargador frontal y "yucles" acarreado el material extraído, en la parte derecha se muestra equipo dedicado a la perforación haciendo barrenos.



Foto 7. Dos equipos de barrenación de diferentes épocas.



Foto 8. Polvo extraído de los hoyos perforados el cual es expulsado por detrás de la maquinaria.



Foto 9. Mantenimiento del equipo, carga de combustibles



Foto 10. El encargado de la perforación con la vara que hacia la cuadrícula para la voladura, las filas de rocas que se ven son las "monas", las cuales indicaban el lugar de los barrenos.

Cargado del explosivo.

El explosivo era almacenado en el polvorín ubicado aguas arriba del proyecto a cierta distancia, cuando era necesario el personal de Dyno cargaba el camión o camionetas que se necesitaban para llevar el explosivo al sitio donde se llevaría a cabo una voladura (en el proyecto se hacían una infinidad de voladuras de todo tipo, ya sea subterránea, para un camino, en la cubeta defleitora, etc.) Una vez que llevaban el material explosivo al banco de roca era responsabilidad de CECSA su descarga. (Ver fotos 11 y 12)



Foto 11. Descarga del material



Foto 12. Preparación de los barrenos, descarga de material.

La cuadrilla encargada de la descarga del material también lo era del cargado del barreno, para cuando el material llegaba el sobre estante tenía una idea de cómo saldría la voladura, por lo que al descargar el explosivo lo distribuían de tal manera que fuera fácil el cargado (fotos 23, 30 y 31). El sobre estante era el encargado

del diseño de la voladura en el campo, por lo que ponía los iniciadores en los barrenos según la forma en que saldría la voladura, además decidía la cantidad de emulsiones y Anfo que llevaría cada barreno, la cantidad de barrenos explotados en el mismo tiempo y la secuencia de la explosión, sus decisiones se hacían basados con la consulta del Ingeniero encargado de las voladuras.



Foto 13. Introducción del fusible del iniciador en la salchicha



Foto 14. Introducción de la salchicha con el iniciador en el barreno.



Foto 15. Deposito de las demás emulsiones (salchichas)



Foto 16. Deposito del Anfo con una vara, la cual también servía para medir el taco.

El proceso de cargado empezaba después de la descarga del material, se preparaba una emulsión (salchicha) haciéndole una incisión en una de sus puntas, se le introducía el fusible del iniciador y se amarraba de tal manera que no se saliera y se pudieran sostener con el nonel del iniciador (Foto 13). Con cuidado lo echaban dentro del barreno tomando el nonel del iniciador y lo dejaban caer hasta el fondo de barreno (Foto 14), se sujetaba el nonel que quedaba en la superficie y se arrojaban las emulsiones que se habían indicado por el sobre estante (Foto 15), se dejaba la parte del iniciador que quedo en la superficie (la cual indicaba el numero de tiempo) atorada cerca con una roca.

Llegaba otro ayudante con un costal de Anfo (foto 16), el explosivo activo, y le echaba la cantidad que por igual había indicado el sobre estante, para medir el taco usaban una vara de aprox. 80 cm y picando la entrada del barreno le echaban el Anfo hasta que el trabajador sentía que la vara ya no entraba fácilmente y por lo cual estaba a punto de llenarse el barreno de Anfo y paraban de echarle (Foto 17).



Foto 17. Medición del taco con la vara



Foto 18. Compactación del taco.



Foto 19. Amarre de los iniciadores con el cordón detonante.



Foto 20. Detalle del amarrado.

Otro trabajador llegaba entonces y con un palo más grande y de mayor grosor tomaba residuos del terreno extraído (Foto 18), que habían sido dejados por la maquinaria cerca del barreno, lo metía dentro del barreno y empezaba la elaboración del taco, apisonando este material con el palo.



Foto 21. Unión del nonel de los iniciadores no eléctricos con el cordón detonante



Foto 22. Banqueo listo para ser volado, en el nivel inferior están removiendo material de una voladura anterior.

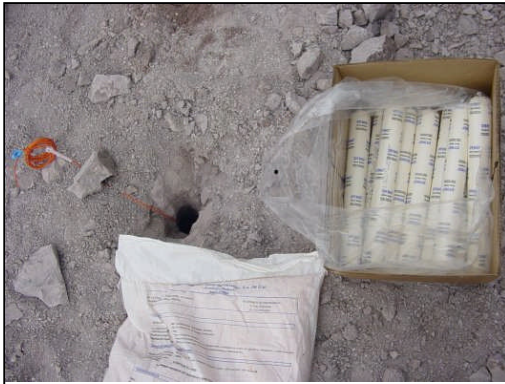


Foto 23. Un barreno visto desde planta con los materiales a un lado antes de cargarlo.



Foto 24. Barreno con Anfo antes de la preparación del taco y después del depósito del Anfo.

Enseguida de tener todos los barrenos cargados, se empezaba la unión de estos a través del cordón detonante (Foto 19), el arreglo, secuencia de iniciación y cantidad de barrenos detonados por tiempo dependían de cómo los unían y si le ponían o no retardadores, o los mismos iniciadores como retardadores. Comúnmente usaban tiempos hasta del número 13 y usaban los tiempos del número 15 como retardador.

4.3. Monitoreo

Para poder medir la velocidad de partícula que tenían estas voladuras en Obras de Excedencias se hacía un monitoreo, tanto como por parte de CECSA como también por CFE (Fotos 25 y 26). Durante este monitoreo le ayude al Ingeniero Servando Arana de CFE para ver sus resultados y compararlos con los de CECSA.



Foto 25. Colocación del sismógrafo por Dyno.



Foto 26. Sismógrafo de la empresa Dyno



Foto 27. Avance de pilas hasta el 16 de agosto



Foto 28. Acomodo de los sismógrafos tanto de Anfo como de CFE



Foto 29. Sismógrafos listos en muro derecho.

Lo primero que había que hacer era reconocer el terreno que sería volado (foto 32), ver que tipo de voladura sería, la cantidad de Emulsiones y Anfo que le habían puesto a cada barreno (la cantidad de Anfo se calculaba tomando en cuenta que cada saco era de 25 Kg, solo había que observar que cantidad del saco se le ponía), el número de barrenos que volarían por tiempo para poder así obtener la carga máxima por tiempo.

Levantaba un pequeño croquis de la voladura con ayuda de un GPS, proporcionado por CECOSA, donde anotaba como saldría la voladura ayudado por los números de

los iniciadores, la forma en que estaba amarrada la voladura y la secuencia de cada voladura, en caso de que fueran varias.

Una vez con esta información me encontraba con el Ingeniero Servando en Obras de Excedencia y él decidía en que estructura se colocaría el sismógrafo, armábamos el sismógrafo con los dos geófonos en la posición requerida por el ingeniero y nos retirábamos a un lugar seguro para poder observar la voladura (Foto 28 y 29).

Después de la voladura íbamos por los datos que recibió el sismógrafo y se almacenaban, si se podía obteníamos los resultados obtenidos por Dyno, cabe mencionar que los sismógrafos, tanto de CFE como de Dyno, en una ocasión se colocaron en el mismo lugar obteniendo resultados muy similares, además el Ing. Servando trataba de preguntar los resultados cada que se cruzaba con el Ing. Marín (encargado por parte de Dyno) y los resultados eran siempre parecidos y variaban mucho solo cuando el lugar de colocación era muy separado o diferente.

Una vez ya con estos datos podíamos hacer el análisis correspondiente.



Foto 30. Un barreno listo para cargarse.

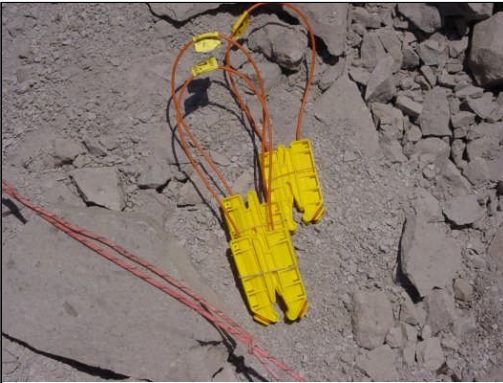


Foto 31. Retardador sin amarrar



Foto 32. Plantilla del 4 de Agosto



Foto 33. Colado posiblemente en Pila 1



Foto 34. Voladura reciente cerca de la curva del camino que va a oficinas de Excedencias.



Foto 35. El anfo mojado se aglutina, perdiendo sus propiedades.

5. CRITERIOS DE DAÑOS POR VOLADURAS.

5.1. Introducción.

Para poder completar el programa de construcción a tiempo, se llevaron a cabo la colocación del concreto de las pilas de la estructura de control en conjunto con la excavación y traslado de material en el banco de roca "La pedrera". La aparición de fisuras en el concreto alertó a CFE para poner más cuidado en el cargado de explosivo por tiempo según lo especificado, en caso de que este fuera el problema.

Por otro lado, la contratista CECSA consideró que los límites establecidos por CFE eran demasiado conservadores y pidió la asesoría de personal especializado (Gordon Revey –artículo 4 y 5-) quien analizó las condiciones de la situación y emitió su opinión.

En este capítulo se presenta información relacionada a la vibración permisible en estructuras la cual está relacionada a los límites publicados por el "U.S. Bureau de Minas" (USBM); no es un solo criterio, sino unas herramientas para poder formar un mejor criterio y aplicar las medidas que más convenga.

5.2. NIVELES DE VIBRACIÓN PERMISIBLES.

5.2.1. General.

La práctica usual es adoptar una velocidad máxima permisible lo cual significa evitar el fracturamiento de estructuras en edificios cercanos. La base teórica para esta práctica se da en la ecuación 3 donde el máximo esfuerzo se muestra linealmente relacionado a la velocidad máxima de partícula bajo condiciones ideales. La mayoría de las vibraciones inducen daño que ocurre en materiales frágiles (concreto, vidrio, etc.) los cuales se fracturan cuando un esfuerzo de tensión máximo permitido o cuando una energía de esfuerzo máximo permitido se alcanzan. Para un dado material frágil, esfuerzos permitidos máximos y la velocidad de partícula máxima permitida están relacionados. De la información presentada en el capítulo 3 la velocidad de partícula máxima a cierta distancia de una voladura propuesta se puede estimar por medio de curvas de trabajo basada en mediciones pasadas o de fórmulas publicadas. Comparando las predicciones con los valores permitidos se puede determinar si hay potencial significativo para el fracturamiento u otro tipo de daño a edificios en cierto rango. En lugar de adoptar un solo estándar de valor de velocidad máxima de partícula el cual en algunas situaciones será excesivamente conservador, este capítulo presentará descripciones de varios niveles de daño y los niveles de movimiento los cuales son probables.

5.2.2. Tipos de daño.

El daño a edificios (construcciones) se puede agrupar en tres categorías:

5.2.2.1. Limite:

Formación de pequeñas grietas (nuevas) en el yeso o en juntas de aceras (walkboard), apertura de viejas grietas y desalojo de objetos sueltos.

5.2.2.2. Menor:

Superficial, sin afectar la fuerza de la estructura; por ejemplo, debilitamiento o caída de yeso, rompimiento de ventanas, grietas significantes en el yeso, grietas del grueso de pelo en albañilería.

5.2.2.3. Mayor:

Un debilitamiento significativo de la estructura, grandes grietas, cambios en los cimientos, movimiento permanente de muros de carga, asentamiento que causa distorsión de la estructura o sale la plomería.

El daño limite es en naturaleza siempre cosmético y no afecta la utilidad de la estructura pero pueden resultar pérdidas económicas. La mayoría de los daños menores como las grietas en la albañilería son cosméticos en su naturaleza, pero pueden causar pérdida en el uso de la estructura a menos que sea reparado. La mayoría del daño menor puede ser reparado rápidamente. En general el agrietamiento es más probable que ocurra en estructuras viejas que ya hayan sufrido preesfuerzo y fatiga, y en yeso en lugar de construcciones nuevas con tabla roca.

5.2.3. Levantamiento de daños.

Debido a que muchas otras cosas además de las voladuras pueden fracturar edificios (envejecimiento, ciclos térmicos, asentamiento de cimientos, cerrar con fuerza las puertas, etc.), y debido a que la gente raramente notan los efectos de estos eventos sino hasta después de que alguien ha volado en el área, el levantamiento de daños antes de las voladuras son importantes para reducir reclamos. Si el propietario lo permite, la inspección de propiedades fuera del sitio de trabajo con fotografías y grabadores debe de ser hecho. Estas inspecciones son efectivas en reclamos de daños a cimientos. El uso de video cámaras es un procedimiento muy efectivo. Las estructuras pueden aceptar niveles de vibración que los ocupantes encuentran muy problemático. Además la gente tiende a observar muy cuidadosamente después de una voladura y notar daños cosméticos que estaban presentes antes de la voladura los cuales no se notan en una examinación casual. Fotografías antes de la voladura y videos grabados ayudan a resolver el problema. El levantamiento antes y después de la voladura del interior y exterior de las estructuras cercanas se recomienda cuando se opere cerca al daño límite o cuando la preocupación pública es fuerte.

5.2.4. Datos en estructuras residenciales y Sótanos.

En los artículos 6-14 de la bibliografía se presentan datos y análisis del desarrollo de estructuras residenciales sujetas a vibraciones de voladuras. El límite de las grietas que se reportan en estos estudios esta en los rangos de 0.8 a 11.8 in/s. Los datos muestran que entre mas grande sea la frecuencia de la velocidad máxima de partícula, mas grande es el límite. Los datos además muestran una tendencia en la cual la explotación superficial (mina) produce límites más bajos que en voladuras de bancos que están más abajo que las voladuras de construcción. Esta tendencia es consistente con el efecto de la frecuencia como se muestra por la relación de la frecuencia predominante en los tres tipos de eventos en la figura 3.5.

La Figura 5.2 muestra que cuando el componente de la velocidad de partícula máxima en cualquier dirección excede 2.0 in/s, el límite de los daños cosméticos empieza. El daño menor empieza cerca de los 5.4 in/s. En los datos que se muestran en la figura y el daño mayor es cerca de 7.6 in/s. Nótese los 4 puntos de daño límite debajo de los 2 in/s (Mas precisamente cerca de 3/4 in/s). Similarmente, un numero limitado de casos de daño limite se han notado en viejas estructuras en voladuras de extracción superficial a velocidades de partícula de 1/2 in/s.

Otro criterio de daño que provoque fisuras en el yeso, propuesto mas actualmente y aceptado por las normas USBM es el que se muestra en la siguiente Figura 5.1.

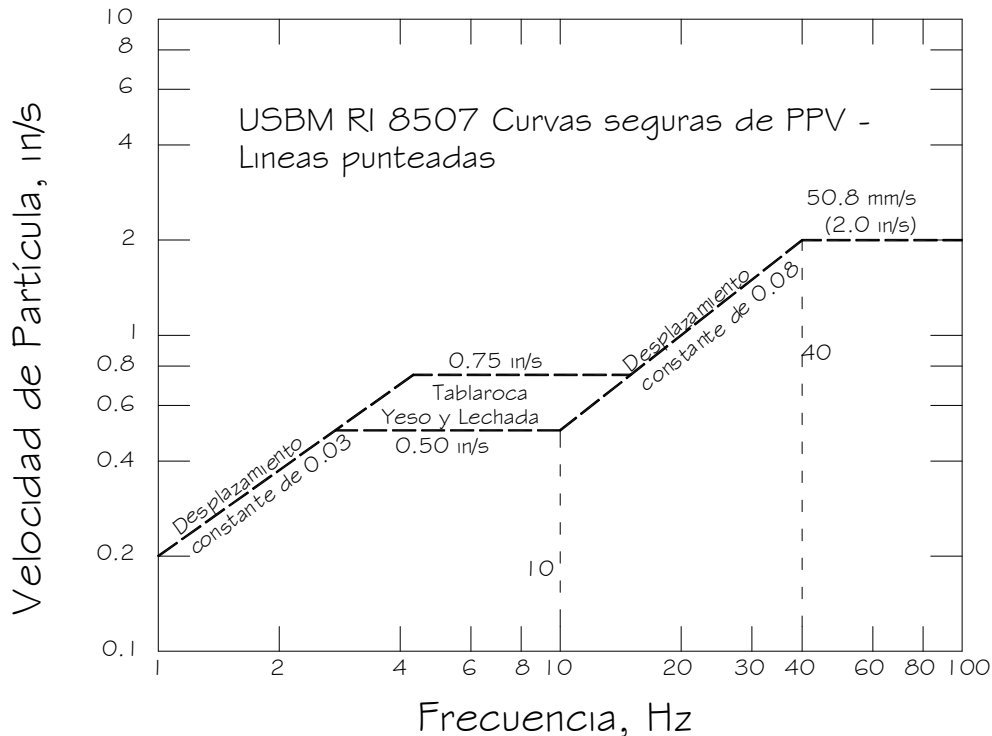


Figura 5.1. Límites establecidos por el USBM RI 8507.

La Figura 5.3 es otro paquete de datos de voladuras cerca de áreas residenciales. Esta figura muestra mas de 100 observaciones de no daño por voladuras a

estructuras residenciales a velocidades de partícula en el rango de 2-6 in/s. Estas Figura 5.2 y Figura 5.3 indican que el límite de daño por la velocidad de la partícula es una variable aleatoria y ésta es altamente improbable pero no imposible que el límite de daño este debajo de 2 in/s. Casos debajo del nivel de 2 in/s donde no ocurre daño no se muestran pero hay muchos casos.

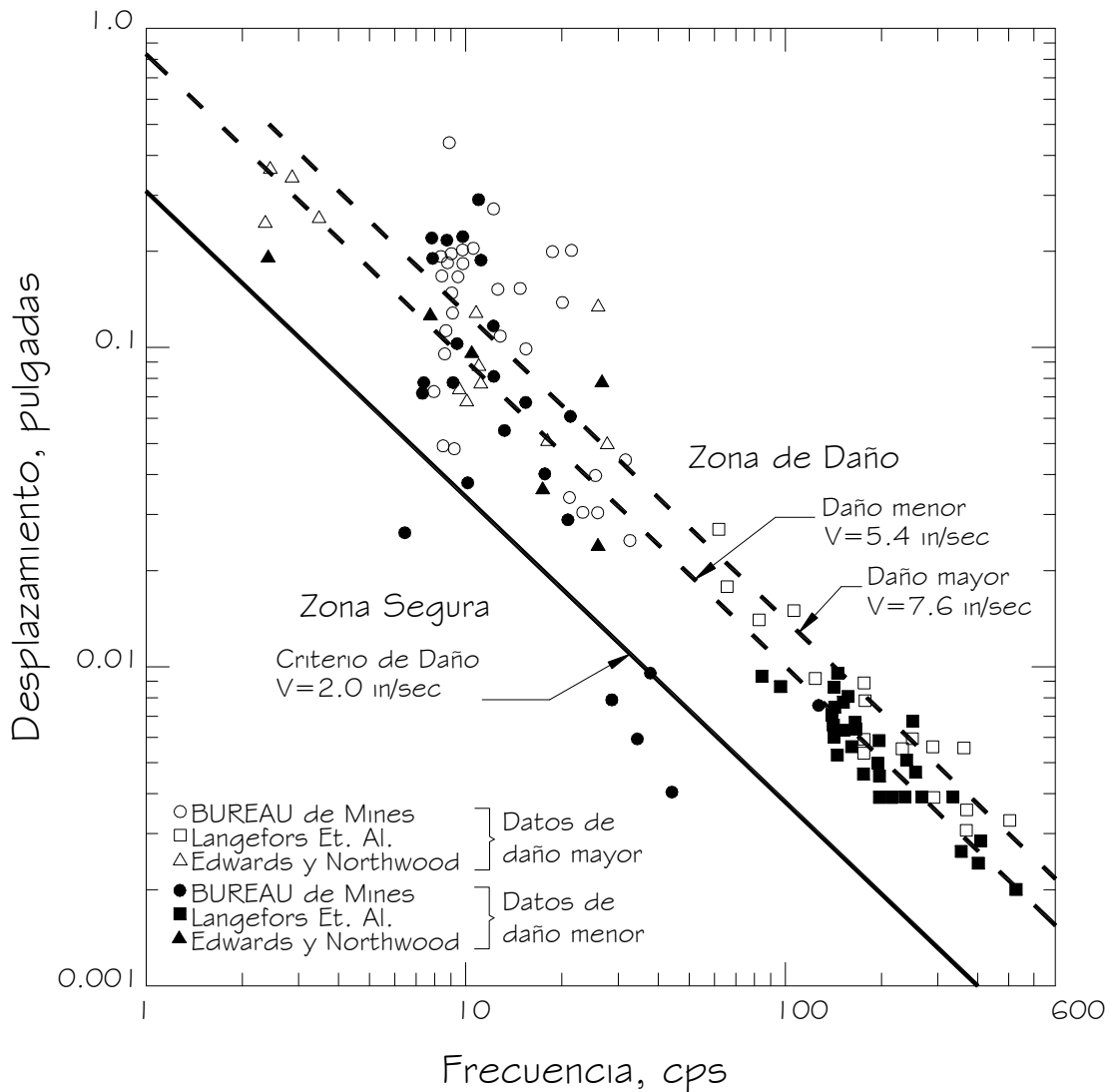


Figura 5.2. Efectos de desplazamiento máximo del suelo, velocidad de partícula máxima y frecuencia en estructuras residenciales.

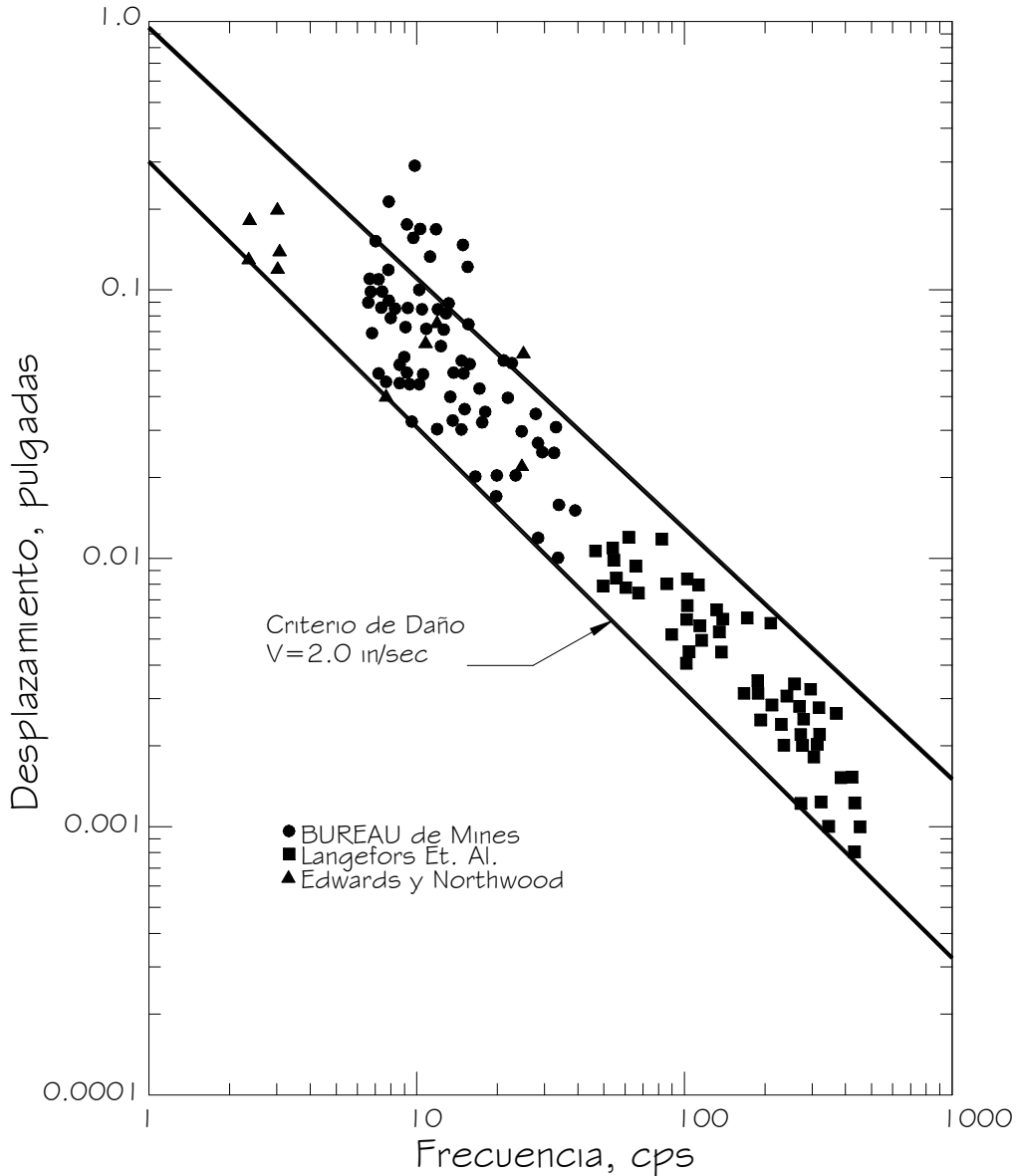


Figura 5.3. Casos grabados de no daño donde la máxima velocidad de partícula en estructuras residenciales excedió los 2 in/s (Artículo 15).

5.2.5. Varios criterios publicados.

Criterios para la velocidad máxima de partícula permisible en residencias han sido recomendados en la operación de extracción superficial por el Bureau de minas a 0.75 in/s Para residencias modernas y 0.5 in/s para estructuras viejas. El Bureau de minas indica que una de las motivaciones para los niveles recomendados fue la irritación del humano y la tolerancia de repeticiones de operaciones de voladuras. El Bureau de minas ha establecido a 1.0 in/s el criterio para la extracción superficial comercial en la proximidad de habitación humana. En marzo de 1983 la oficina de Surface Mining cambió este criterio para permitir el uso alternativo de la velocidad-frecuencia máxima permisible que se puede ver en el esquema de la Figura 5.4.

Estos criterios no necesariamente se aplican a la construcción con voladuras (Ver Figura 5.1). El capítulo 7 de EM 1110-2-3800, adoptó un criterio de 2.0 in/s como lo hizo después los documentos de Bureau de minas. No hay un criterio específico que se establezca en este documento excepto los que ya se han notado. Los ingenieros diseñadores o su equivalente deben de considerar la edad de la estructura, la condición de la estructura, el tipo de voladura (construcción o banco) y escoger un valor límite consistente con las frecuencias esperadas de movimiento y el apropiado nivel de riesgo de daño.

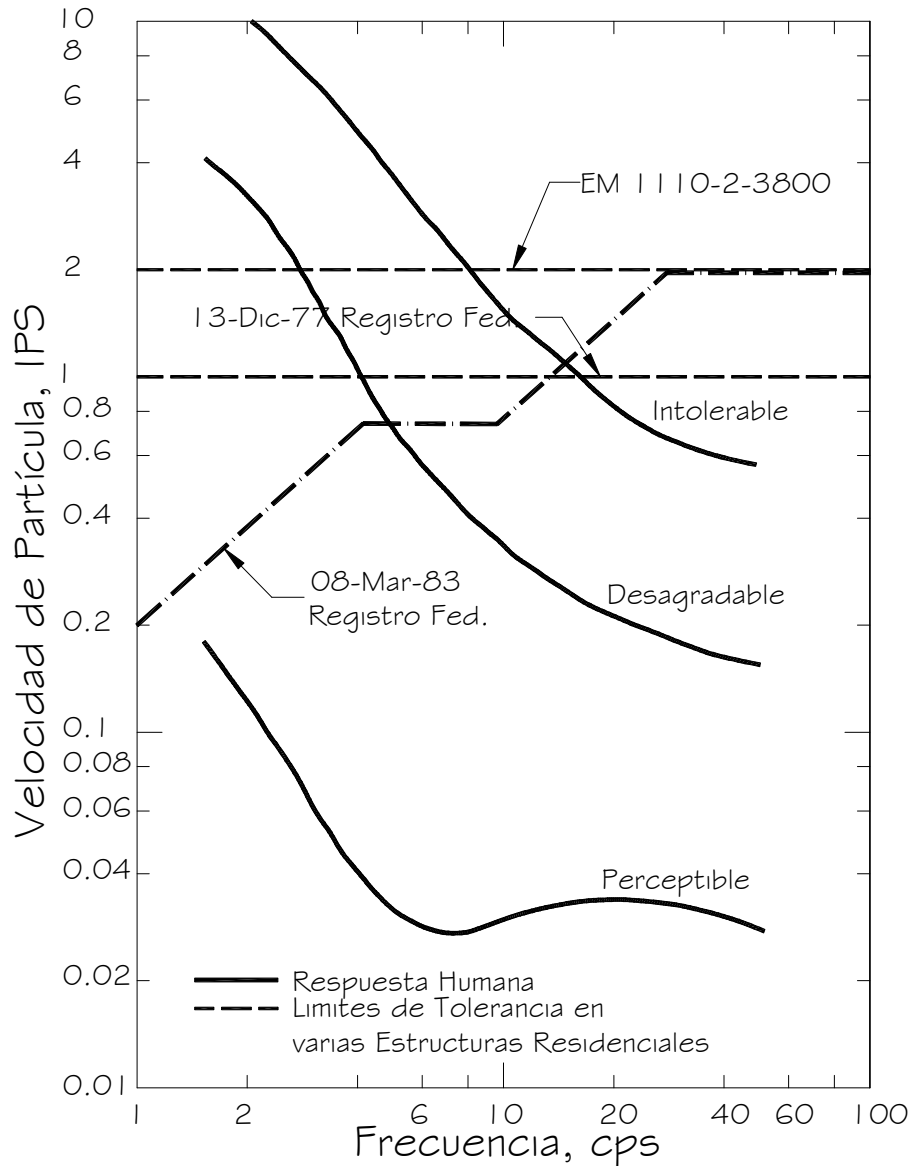


Figura 5.4. Comparación de respuesta humana a una vibración constante como una función de la frecuencia y varios criterios de vibración por voladuras para estructuras residenciales.

5.2.6. Frecuencias.

La Figura 3.5 muestra que la frecuencia predominante observada en las mediciones de la construcción con voladura esta en el rango de 10 a 40 Hz mientras que en las operaciones de banco están en el rango de 5-30 Hz. La frecuencia disminuye con el rango como se puede observar en la Figura 3.3. Los arreglos estratigráficos particulares pueden mejorar la frecuencia de movimiento del suelo en particular (ver ecuaciones 8 y 9). Además arreglos estructurales particulares de edificios o de componentes cuando se excitan por vibraciones de suelo tienen una tendencia natural a vibrar a una frecuencia particular llamada frecuencia natural. Las frecuencias naturales típicas son las mostradas en la tabla 3.

Estructura o elemento	Frecuencia natural, Hz
Edificio de varias plantas	$f = 0.1N$, $N =$ numero de pisos
Torre de radio de 100 ft de alto	3.8
Torre de destilación de petróleo de 65 ft de alto	1.2
Silo de carbón, 200 ft de alto	0.6
Paredes de edificios	12-20
Estructuras de madera en residencias (1 y 2 plantas)	7.0 desviación estándar = 2.2

Tabla 3. Frecuencias naturales típicas.

La mayoría de las vibraciones de las construcciones con voladuras y aproximadamente la mitad de las operaciones de un banco están en frecuencias arriba de las mencionadas en la tabla 3. Una estructura residencial responderá menos (esto es, esfuerzo menos) cuando es sacudido por 1 in/s de movimiento del suelo de velocidad máxima a una frecuencia principal de 80 Hz que como lo haría con una frecuencia de 10 Hz de movimiento de suelo con la misma velocidad máxima. La estructura tiende a resonar (esto es, vibra con incremento de amplitud) cuando se sacude por el movimiento del suelo con un gran numero de ciclos en o cerca de su frecuencia natural. Mientras esta tendencia a incrementar sin límite es controlada por la amortiguación y la naturaleza pasajera (estado no constante) de la voladura que indujo movimiento del suelo, hay un incremento con un factor de 4 en respuesta debida a este fenómeno que no es raro. En la ausencia de velocidad contra datos de tiempo de una prueba de voladura en el campo, de alguna frecuencia de movimiento de suelo se puede determinar, es recomendado que en voladuras por construcción o en extracciones de un banco la velocidad de partícula pico en las residencias cercanas se limite a 2.0 in/s o menos. La experiencia indica que la probabilidad de daño a estructuras residenciales en este nivel o debajo de este nivel, son muy pequeñas.

5.2.7. Percepción humana y tolerancia.

La Figura 5.4 muestra los efectos de un estado de vibración constante en individuos, determinado por un programa de investigación sistemática descrito en el artículo 15. La vibración por voladuras es temporal y menos perturbadora. Crandall publico curvas de respuesta humana a vibración temporal. El artículo 16

revisa trabajos previos y compara los efectos de movimiento temporal con y sin ruido y observo el comportamiento de la gente (el prejuicio). Un resumen de la clasificación dada en esa fuente se presenta en la tabla 4.

Velocidad de Partícula Máximo. in/s	Movimiento temporal. No efectos de sonido, observador imparcial	Voladura acompañada de sonido, observador prejuicioso.
0-0.02	No notado	No notado
0.02-0.06	No notado	Notado, posible queja
0.06-0.20	Notado	Notado, posible queja
0.20-0.40	Notado	Intenso, probable queja
0.40-1.20	Inquietante	Intenso, probable queja
1.20-2.00	Intenso, grave	Intenso, probable queja

Tabla 4. Percepción humana de efectos de voladuras.

La tabla 4 y la Figura 5.4 indican que los humanos son menos tolerantes a vibraciones de bajas frecuencias que los edificios, y de su ruido que lo acompaña y de prejuicios contra el proyecto donde las voladuras que se están haciendo se vuelven indeseadas de aceptar vibración temporal. La tabla previa indica que operaciones de voladuras repetidas con una velocidad máxima de partícula de 0.5 in/s o pasado en estructuras ocupadas producirá quejas y en esa operación a ¼ in/s podría resultar en algunos casos de quejas. La práctica de buenas voladuras incluye la consideración de estas respuestas humanas en locaciones fuera del sitio.

5.2.8. Espectro de respuesta.

En las secciones de esta sección se vera, tolerancias de algunas estructuras especificas y de materiales de interés a proyectos de CE y en los cuales los datos que hicieron posible su elaboración están disponibles se discutirán. En esta sección, habrá un acercamiento que involucre el uso de espectros de respuesta para obtener datos que permitan al ingeniero estructural estimar la tolerancia de vibración de otras estructuras que se presentaran. El espectro de respuesta es un medio de describir al diseñador que vibración se espera y es una forma que puede ser usada directamente en un dinámico, análisis estructural de estructuras elásticas linealmente.

Si un grado lineal simple de libertad (SDFS) consistente en una masa (m), resorte (constante del resorte = k) y resistencia del resorte (coeficiente de amortiguación = c) se sujeta a una base con movimiento $[x(t)]$, la respuesta relativa de la masa, con respecto a la base en un tiempo (t), $[y(t)-x(t)]$, es una medida de la fuerza interna del sistema y por lo tanto es muy probable un daño sustancial. En la Figura 5.8 se muestra un sistema de grado simple de libertad y define los términos usados en esta sección. Si el movimiento del suelo que se espera se conoce como aceleración (x) como una función del tiempo, el espectro de respuesta para uno sin amortiguación (c=0) el sistema puede ser computado calculando repetidamente la integral de Duhamel que se muestra en la figura $\ddot{x}(t)$ para todos los posibles valores de, varios valores de la frecuencia natural del sistema (f), y determinando el desplazamiento relativo máximo U en cada frecuencia. Es común graficar el espectro

de respuesta en papel logarítmico tripartita, mostrado en Figura 5.5 y Figura 5.6, como pseudo-velocidad contra la frecuencia natural sin amortiguación (f), donde la pseudo-velocidad (V) equivale:

$$V = 2 \times \pi \times f \times U = 2 \times \pi \times f \left[\left[y(t) - x(t) \right]_{MAX} \right]$$

En Figura 5.5 y Figura 5.6 se ilustran muchos puntos que deben de ser entendidos por el usuario:

Líneas inclinándose hacia arriba a la derecha con una pendiente de 1:1 son líneas de constante movimiento relativo máximo (U).

Líneas inclinándose hacia abajo a la derecha con pendiente de 1:1 son líneas de constante pseudo-aceleración (A).

El papel logarítmico tripartita permite la expresión simultanea de A , V y U .

En muy bajas frecuencias SDFS, el movimiento relativo máximo (U) es asintótico a la aceleración del suelo máximo x_{MAX} .

A frecuencias muy altas de SDFS, la máxima pseudo-aceleración (A) es asintótica a la aceleración del suelo máxima \ddot{x}_{MAX} .

Como el porcentaje de amortiguamiento critico aumenta, el desplazamiento relativo máximo, la pseudo-velocidad y la pseudo-aceleración decrecen.

La Figura 5.6 presenta el espectro de respuesta obtenido por una muestra cercana de una voladura de tiempos grandes en milisegundos. Comparándola con la Figura 5.5, la amplitud del espectro es mucho mas grande y la frecuencia central ha cambiado a una frecuencia mas alta como se previo dada la naturaleza dispersiva de los materiales de la tierra atenúan las altas frecuencias con el incremento de la distancia. En el caso de rondas de muchos tiempos, la frecuencia central de espectro es aproximadamente igual a $1/\text{intervalo del tiempo}$. Además se muestra en la Figura 5.5 y Figura 5.6 una reinterpretación de los datos del artículo 7 en términos de límite del espectro de repuesta para límites de daño a estructuras residenciales presentadas en el artículo 17. El espectro para la voladura esta bajo el espectro de voladuras y se prevé ningún daño.

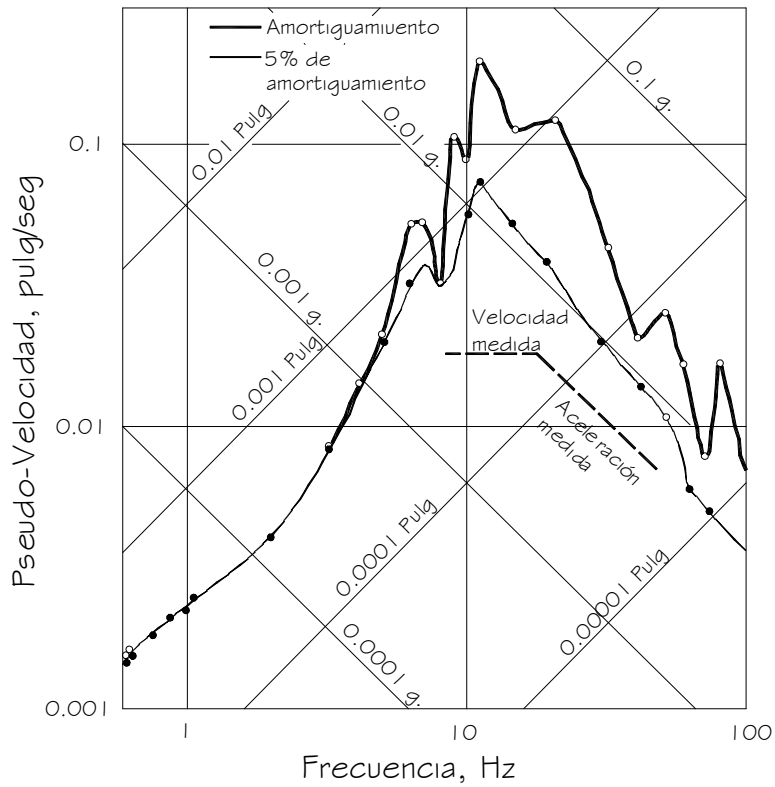


Figura 5.5. Ejemplo del espectro de respuesta para vibraciones de voladuras. (a). Espectro de 0% y 5% de espectro de cargado el resorte para el movimiento radial causado por una detonación de 100 lb a R=2,800 ft (artículo 24).

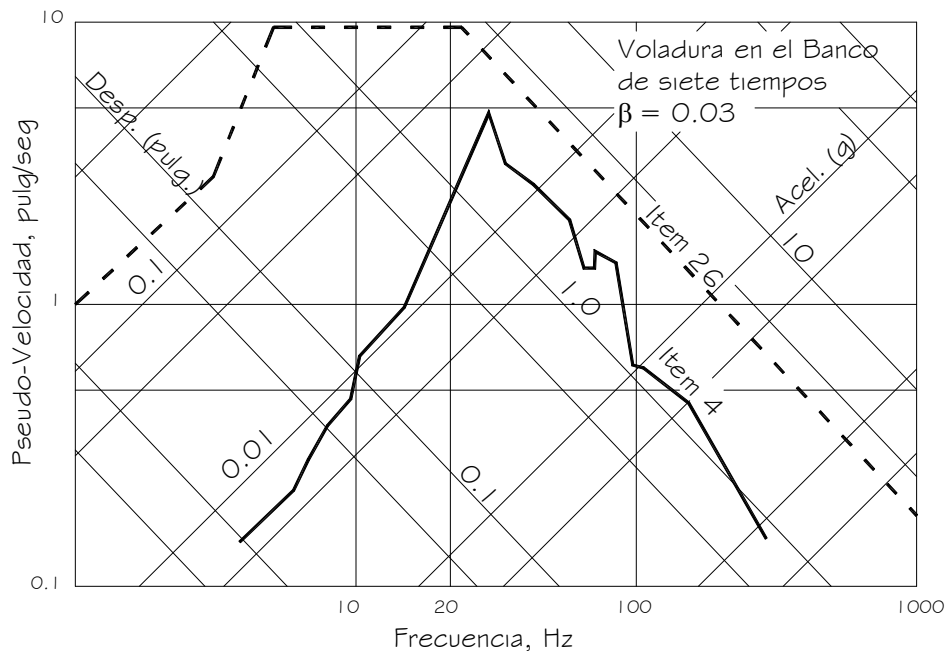


Figura 5.6. Ejemplo del espectro de respuesta para vibraciones de voladuras. (b). Espectro de cargado del resorte del 3% para siete cargas de 200 lb y retardadores de 34 msec a una distancia de 236 ft comparado a una reinterpretación de Edwards y Northwood criterio de daño (artículo 17).

Investigaciones muestran que si el desplazamiento del suelo, velocidad de partícula máxima, y la aceleración máxima del suelo se conocen, multiplicando factores se puede aplicar para producir espectros que cubrirán los espectros responsables actuales. Procedimientos para hacer esto se dan en los artículos 1 y 18. Estos espectros que cubren pueden ser dados a los analistas estructurales quienes los usan como datos para el análisis dinámico y determinar la respuesta de un sistema estructural complejo a la vibración de unas voladuras y poder evaluar el comportamiento de la estructura.

En el artículo 1, una ecuación para la predicción de la aceleración máxima del suelo \ddot{x}_{MAX} , se presenta. Esta es:

$$\ddot{x}_{MAX} = \frac{314}{386} g \times \left(\frac{100 \text{ ft}}{R} \right)^{1.84} \left(\frac{c}{10,000 \text{ ft/sec}} \right)^{1.45} \left(\frac{W}{10 \text{ lb}} \right)^{0.28} \left(\frac{4.66}{\rho} \right)^{0.28}$$

donde:

c = onda de velocidad sísmica P de la roca (ft/sec)

ρ = densidad de la masa de la roca, lb/s²/ft⁴

La pseudo-aceleración (A) para cubrir el espectro de respuesta con un 3 % de amortiguamiento es

$$A = 2.5 \ddot{x}_{MAX}$$

Ecuaciones para la predicción de la velocidad de la partícula máxima u_{Rmax} se dan de las ecuaciones 10 a la 14. La máxima pseudo-velocidad (V) para un amortiguamiento del 3% se puede determinar usando el apropiado factor de amplificación para un solo retardador o múltiples de ellos de la Figura 5.7.

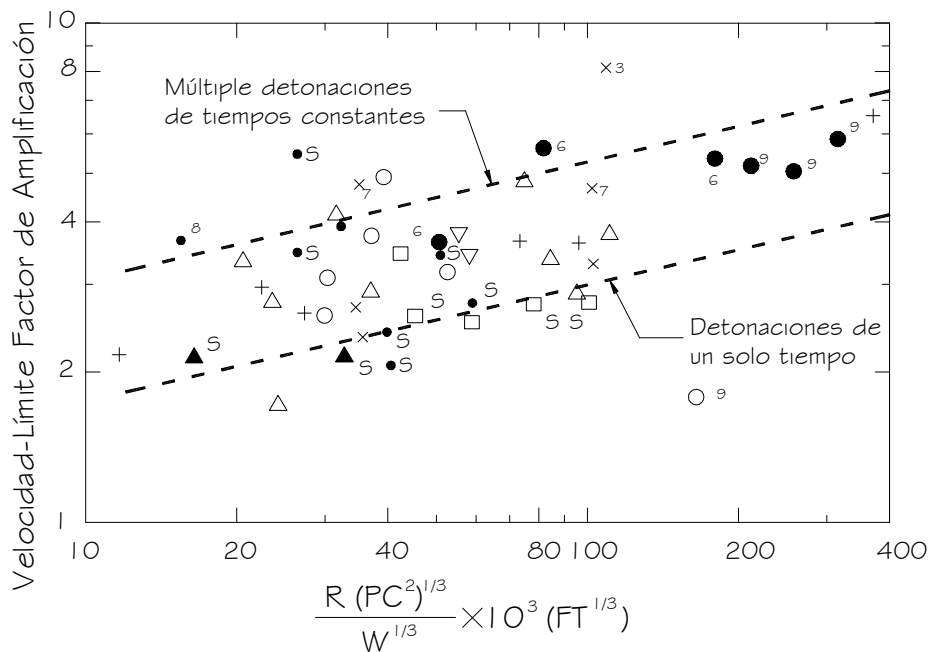


Figura 5.7. Factores de amplificación de la pseudo-velocidad.

El desplazamiento del suelo (x_{MAX}) se puede estimar por las siguientes ecuaciones del artículo 1.

$$x_{MAX} = 0.0028 \text{ in.} \left(\frac{100 \text{ ft}}{R} \right)^{1.1} \left(\frac{10,000 \text{ ft/sec}}{c} \right)^{1.4} \left(\frac{W}{10 \text{ lb}} \right)^{0.7} \left(\frac{4.66}{\rho} \right)^{0.7}$$

Y el limite relativo de desplazamiento (U) para un amortiguamiento del 3% es 1.2 x_{MAX} para todas las voladuras excepto en rondas donde tienen una gran cubierta de suelo o son rondas totalmente en túneles, donde $U=2.5 x_{MAX}$. Conversiones a otros grados de amortiguamiento se pueden obtener multiplicándolos factores de amplificación de la tabla 5 del artículo 1.

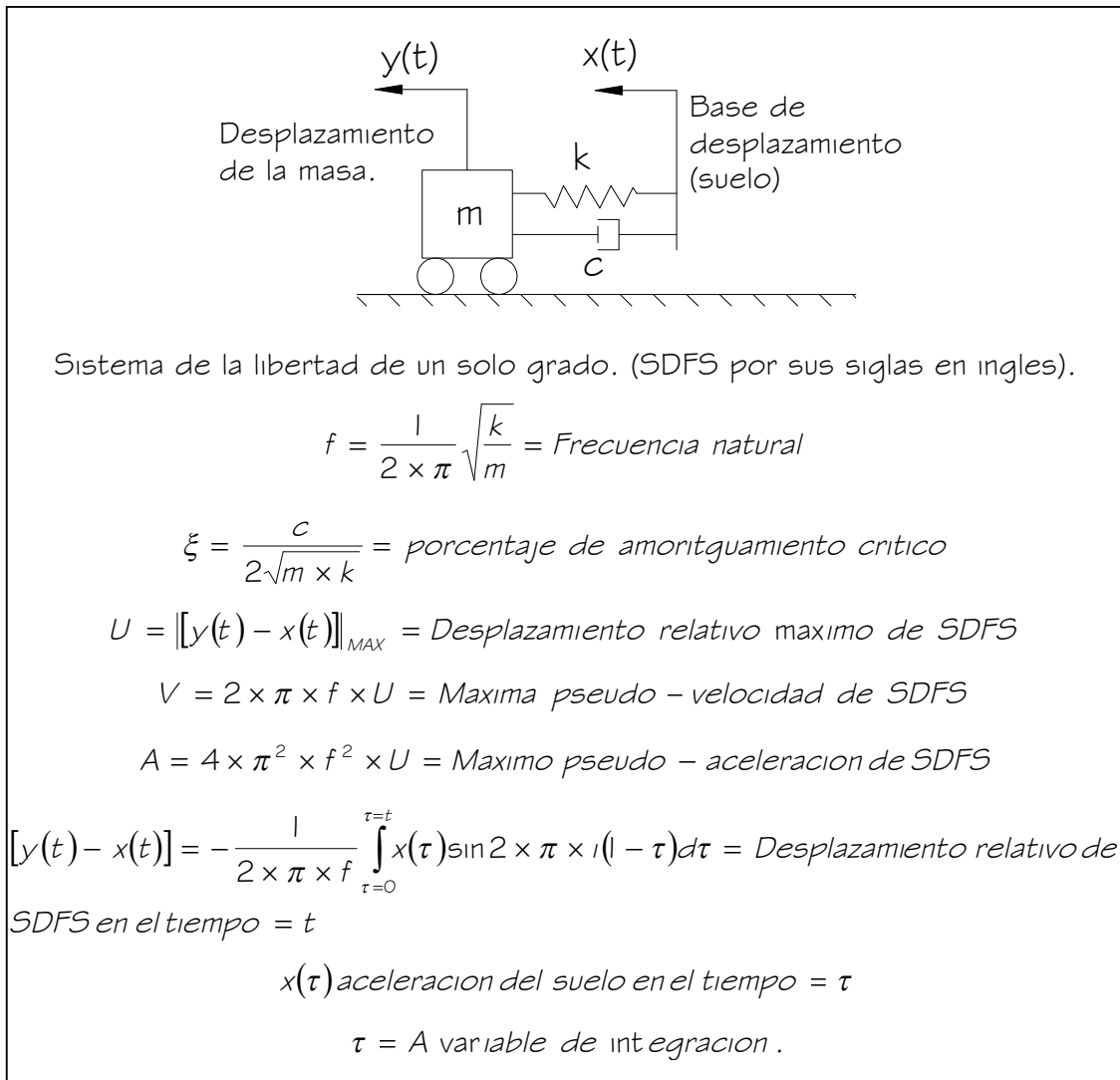


Figura 5.8. Sistema de libertad de un solo grado y ecuaciones relacionadas al espectro de respuesta para un sistema de un solo grado de libertad.

Mientras que en el capítulo 5.2.8 se presenta un extenso y un tanto complejo procedimiento matemático, este aporta al ingeniero o geólogo preocupado por la seguridad de las voladuras para dictar, en conjunción con el ingeniero estructurista,

la seguridad de estructuras para las cuales no se tienen una base de datos empíricos de previa experiencia de voladuras existente y un método que racionalmente trata los diferentes daños potenciales de movimiento de amplitudes similares de diferentes frecuencias. Por esta razón el método esta ganando gran aceptación en la practica.

Amortiguamiento crítico (%)	Limite desplazado	Limite de Pseudo-velocidad	Limite de pseudo-aceleración.
3	1.0	1.0	1.0
5	0.83	0.76	0.72
10	0.65	0.52	0.42

Tabla 5.Efectos de amortiguamiento.

5.2.9. Estructuras de concreto.

Este párrafo trata los efectos de las voladuras en estructuras de concreto masivo como las pilas de un puente, muros de contención de gravedad, monolitos "lock", presas con concreto gravitacional y contención en túneles. Los efectos de la vibración por voladuras en estructuras como vigas, columnas y paredes de concreto reforzadas, si deben de ser predecidas, deben de ser calculadas por métodos de dinámica estructural usando el espectro de la sección predecida como entrada. Generalmente el concreto masivo con cierta edad resiste las vibraciones por voladuras bien y las mas comunes preguntas es en relación de vibración por voladura en concreto fresco.

El concreto es mucho más débil en tensión que en compresión. Las ondas de esfuerzo de tensión en el concreto son de preocupación primaria en la vibración por voladuras. En una onda de propagación dimensional, el esfuerzo principal esta relacionado a la velocidad de partícula máxima.

$$\sigma_t = \rho \times c \times u$$

donde:

σ_t = esfuerzo de tensión permisible (tomado como el 10% del esfuerzo de compresión no confinado), lb/sq ft

ρ = densidad de la masa = 150 lb/cu ft/32.2 ft/sec² = 4.66

c = velocidad sísmica del concreto tomada como 10,000 ft/s

u = velocidad máxima de partícula ft/s

El análisis mencionado arriba se puede usar para mostrar que no debe de ocurrir agrietamiento en el concreto con cierta edad bajo las siguientes condiciones:

Esfuerzo de compresión no confinado en 28 días	Velocidad de partícula máximo
psi	in/s
3,000	11
5,000	18

En los artículos 2 y 18 se citan casos donde no ocurrió daño a estructuras de concreto viejo masivo a velocidades de partícula pico de 4 in/s en la estructura para

distancias de la estructura a la explosión más grandes de 30 ft. No hay indicación que este nivel estaba cerca del nivel permisible máximo. En el artículo 6 se reporta el caso de que el límite de agrietamiento en las paredes de concreto del sótano se alcanzan a los 10 in/s de velocidad de la partícula. La naturaleza del agrietamiento sugiere que esto se debió al momento de pandeo en lugar de los efectos de la onda de esfuerzo. El artículo 19 cita datos en el efecto de vibración por voladuras en concreto masivo a varias edades e indica el desarrollo satisfactorio (no grietas) de un concreto de 10 días a una velocidad de partícula de 20 in/s. El artículo 20 describe voladuras de precisión de ampliación de un túnel dentro de un “lock wall” con unos cuantos pies de la superficie de la pared. Los siguientes criterios de especificación de un proyecto se desarrollaron.

Evento	Esfuerzo μ , in/in x 10^{-6}	Velocidad de la partícula (asumiendo $c =$ 13,000 ft/sec) in/sec
Fragmentación de lechada reciente en sus caras libres	700	100
fragmentación de la piel erosionada	1,300	200
Rompimiento desde el hoyo de disparo a la superficie	2,400	325
Rompimiento de la masa del concreto	3,800	600

Tabla 6. Efectos en concreto de edad en la ampliación precisa de un túnel.

Basados en todos los datos de arriba, la velocidad de partícula máxima de 20 in/s es recomendada para criterios de voladuras en concretos con cierta edad.

El concreto fresco es más susceptible al daño que el concreto viejo. Datos en el artículo 19 indican que los siguientes criterios proveerán protección contra el agrietamiento.

Edad	Velocidad de partícula máxima, in/sec
0 hrs	$4 \times DF$
4 hrs - 1 día	$6 \times DF$
1 a 3 días	$9 \times DF$
3 a 7 días	$12 \times DF$
7 a 10 días	$15 \times DF$
> 10 días	$20 \times DF$

Tabla 7. Velocidad de partícula permisible para el concreto como una función de la edad.

Donde DF es un factor de distancia el cual varía como se muestra en la tabla 8.

DF	Distancia radial de la voladura al concreto.
1.0	0-50 ft
0.8	51-150 ft
0.7	151-250 ft
0.6	>250 ft

Tabla 8. Factores de distancia.

Estos criterios, los cuales han sido usados en los últimos años, contrastan con la primera práctica común de no permitir voladuras dentro de los 100 ft en concreto fresco por los primeros 7 días (artículo 21) pero están ampliamente justificadas por datos recientes (artículo 22).

5.2.10. Criterio usado por CFE en el Cajón.

En la siguiente tabla se muestran los valores aceptados por CFE en el proyecto “El Cajón”, los cuales están basados en el artículo 25.

Edad del Concreto (hrs)	Velocidad de Partícula Máxima Permitida (mm/s)
0:00 a 2:30	0
2:30 a 6:00	12.7
6:00 a 10:00	38.1
10:00 a 14:00	50.8
14:00 en adelante	76.2

Tabla 9. Criterio de CFE con respecto a vibraciones en el concreto fresco.

6. RESULTADOS DEL MONITOREO Y PRUEBA APLICADA AL CONCRETO

6.1. Resultados del Monitoreo.

Durante mi estancia en el proyecto, tuve la oportunidad de verificar alrededor de 36 voladuras, de las cuales obtenía principalmente tres datos importantes; velocidad de partícula, carga máxima por tiempo y distancia entre la voladura y el sísmógrafo (ver tabla 9). El procedimiento para obtener estos datos se presenta en el capítulo 4.

6.1.1. Observaciones a los datos recabados.

6.1.1.1. Velocidad de partícula.

De los datos obtenidos en la tabla 9 se puede observar que las vibraciones mayores registradas fueron por parte del geófono A de CFE seguidas por las registradas por el geófono B de CFE y por último el geófono de Dyno. Esto se debe en parte a que el geófono A de CFE en la mayoría de los casos se colocaba en zonas mas cercanas de donde tomaría parte la voladura, el geófono B de CFE por lo regular siempre se ponía muy cerca del geófono A pero siempre tenía unos metros de distancia. El geófono de Dyno se ponía comúnmente en la pila 4, esto debido a que era la pila con el mayor número de grietas y se quería ver el impacto de la vibración en esta estructura.

6.1.1.2. Distancias.

Las distancias, como se menciona en el capítulo 4, se tomaron con un GPS, el cual variaba de ± 4 m, excepto las distancias al geófono de Dyno, las cuales obtenía la constructora CECSA apoyada por un croquis y hacían una aproximación al área de estudio.

6.1.1.3. Carga Máxima por Tiempo (CMT).

Para la CMT me basaba mucho en la profundidad del barreno y el tipo de voladura que sería, esto en caso de que no pudiera ver directamente la cantidad de explosivo que suministraban a cada barreno.

#	Fecha de voladura	Distancia			Explosivo		Barr x Tiempo	CMT	Velocidad de partícula			
		Geofono A	Geofono B	Dyno	Emulsión	Anfo			Geofono A	Geofono B		Dyno
		(m)	(m)	(m)	(pzas)	(Kg)			(mm/s)	(mm/s)	(in/s)	(mm/s)
1	Mié-28-Sep-2005	113	113	115	15	18	3	96.8	5.96	¿?	0.22	5.51
2	Jue-29-Sep-2005	136	136	141	18	25	2	84.2	¿?	¿?	0.18	4.67
3	Lun-03-Oct-2005	208	209	340	18	22	2	78.2	13.00	4.00	0.11	2.87
4	Mar-04-Oct-2005	130	134	420	18	20	2	74.2	11.00	4.00	0.30	7.52
5	Mié-05-Oct-2005	258	262	340	18	25	2	84.2	4.62	1.64	0.14	3.56
6	Jue-06-Oct-2005	286	287	285	16	22	2	74.4	4.92	1.79	0.20	5.18
6.1	2da. Voladura	404	403	400	16	22	2	74.4	3.13	0.89	0.13	3.20
7	Vie-07-Oct-2005	254	260	265	22	20	2	81.8	5.07	1.19	0.18	4.65
8	Lun-10-Oct-2005	160	131	170	18	25	2	84.2	¿?	¿?	0.27	6.91
9	Mar-11-Oct-2005	119	--	117	20	22	2	82	¿?	¿?	0.56	14.33
10	Mié-12-Oct-2005	264	245	370	15	25	2	78.5	¿?	¿?	0.15	3.71
11	Jue-13-Oct-2005	237	219	370	18	30	2	94.2	1.34	1.19	0.05	1.14
12	Vie-14-Oct-2005	--	--	300	--	--	--	90.8	--	--	0.12	3.05
13	Mar-18-Oct-2005	223	223	380	22	25	2	91.8	6.11	5.22	0.16	4.11
14	Mié-19-Oct-2005	242	238	385	23	25	2	93.7	3.43	5.52	0.08	1.94
15	Jue-20-Oct-2005	146	145	160	8	20	2	55.2	6.41	--	0.14	3.63
16	Vie-21-Oct-2005	250	250	330	--	--	--	72.7	6.41	4.32	0.23	5.84
17	Lun-24-Oct-2005	--	--	220	10	15	1	24.5	--	--	1.05	26.67
18	Mar-25-Oct-2005	383	383	430	18	30	2	94.2	0.00	0.00	0.05	1.28
19	Mié-26-Oct-2005	268	269	420	12	0	8	91.2	1.64	0.00	0.08	1.99
20	Jue-27-Oct-2005	94	112	120	12	20	1	31.4	13.87	14.61	0.31	7.75
21	Vie-28-Oct-2005	230	242	335	20	30	1	49	5.22	5.22	0.17	4.29
21.1	Moneo sobre 386	121	137	--	12	20	1	31.4	8.20	7.90	--	--
21.2	Moneo variable	222	240	--	12	20	1	31.4	4.47	4.03	--	--

21.3	Moneo variable	346	360	385	18	20	1	37.1	1.34	1.04	0.07	1.80
22	Lun-31-Oct-2005	135	133	390	2	0	4	7.6	1.34	0.89	0.05	1.18
23	Mar-01-Nov-2005	204	200	185	20	30	1	49	14.46	21.17	0.25	6.43
24	Mié-02-Nov-2005	181	180	300	18	32	1	49.1	14.61	19.83	0.47	11.86
25	Jue-03-Nov-2005	159	166	355	22	35	1	55.9	¿?	¿?	0.38	9.55
26	Vie-04-Nov-2005	165	172	370	19	28	1	46.1	¿?	¿?	0.36	9.19
26.1	Precorte	142	145	250	28	0	2	28	¿?	¿?	0.32	8.15
27	Lun-07-Nov-2005	313	318	430	18	35	2	104	¿?	¿?	0.15	3.91
28	Mar-08-Nov-2005	103	110	180	28	0	1	14	¿?	¿?	0.17	4.39
29	Jue-10-Nov-2005	355	361	430	12	20	2	62.8	2.54	1.49	0.05	1.26
30	Vie-11-Nov-2005	233	240	310	4	7	8	86.4	5.52	4.62	0.08	1.97
31	Lun-14-Nov-2005	122	130	80	5	8	4	51	11.83	11.78	0.09	2.37
31.1	Abierta muy lejana	--	--	230	15	30	2	88.5	--	--	0.06	1.49
32	Mar-15-Nov-2005	213	215	240	4	8	6	70.8	11.18	4.92	0.15	3.86
32.1	Peine muy cercano	24	26	83	1	0	30	1.76	8.05	3.88	0.04	1.05
33	Mié-16-Nov-2005	337	341	425	4	9	5	64	8.50	4.62	0.02	0.57
33.1	Banqueo de 4 m	209	214	--	4	10	5	69	20.43	12.08	--	--
33.2	Limite muy cerca	122	128	85	6	12	2	35.4	13.72	10.89	0.11	2.67
34	Jue-17-Nov-2005	359	363	460	15	32	2	92.5	¿?	¿?	0.05	1.36
35	Vie-18-Nov-2005	211	218	445	15	30	1	44.3	¿?	¿?	0.08	1.93
36	Lun-21-Nov-2005	266	270	250	20	32	2	102	¿?	¿?	0.22	5.61

Tabla 9. Datos recabados en las voladuras en las cuales estuve presente.

Notas;

Los datos en cursiva los tome de información de los constructores.

--, Significa que no existe ese dato.

¿?, Significa que este dato me falta

#	Distancia			CMT	Distancia Escalada			#	Distancia			CMT	Distancia Escalada		
	Geo A	Geo B	Dyno		Geo A	Geo B	Dyno		Geo A	Geo B	Dyno		Geo A	Geo B	Dyno
	(m)	(m)	(m)		m/Kg ^{1/2}	m/Kg ^{1/2}	m/Kg ^{1/2}		(m)	(m)	(m)		m/Kg ^{1/2}	m/Kg ^{1/2}	m/Kg ^{1/2}
1	113	113	115	96.75	11.49	11.49	11.69	21.2	222	240	--	31.40	22.57	24.40	--
2	136	136	141	84.20	14.82	14.82	15.37	21.3	346	360	385	37.10	37.71	39.23	41.96
3	208	209	340	78.20	23.52	23.63	38.45	22	135	133	390	7.60	15.27	15.04	44.10
4	130	134	420	74.20	15.09	15.56	48.76	23	204	200	185	49.00	23.68	23.22	21.48
5	258	262	340	84.20	28.12	28.55	37.05	24	181	180	300	49.10	19.73	19.62	32.69
6	286	287	285	74.40	33.16	33.27	33.04	25	159	166	355	55.90	18.43	19.25	41.16
6.1	404	403	400	74.40	46.84	46.72	46.37	26	165	172	370	46.05	19.13	19.94	42.90
7	254	260	265	81.80	28.08	28.75	29.30	26.1	142	145	250	28.00	15.70	16.03	27.64
8	160	131	170	84.20	17.44	14.28	18.53	27	313	318	430	104.20	34.11	34.66	46.86
9	119	--	117	82.00	13.14	--	12.92	28	103	110	180	14.00	11.37	12.15	19.88
10	264	245	370	78.50	29.80	27.65	41.76	29	355	361	430	62.80	40.07	40.74	48.53
11	237	219	370	94.20	24.42	22.56	38.12	30	233	240	310	86.40	24.01	24.73	31.94
12	--	--	300	90.84	--	--	31.48	31	122	130	80	51.00	12.80	13.64	8.39
13	223	223	380	91.80	23.27	23.27	39.66	31.1	--	--	230	88.50	--	--	24.01
14	242	238	385	93.70	25.00	24.59	39.77	32	213	215	240	70.80	22.00	22.21	24.79
15	146	145	160	55.20	19.65	19.52	21.54	32.1	24	26	83	1.76	3.23	3.50	11.17
16	250	250	330	72.70	29.32	29.32	38.70	33	337	341	425	64.00	39.52	39.99	49.85
17	--	--	220	24.50	--	--	44.45	33.1	209	214	--	69.00	42.22	43.23	--
18	383	383	430	94.20	39.46	39.46	44.30	33.2	122	128	85	35.40	12.57	13.19	8.76
19	268	269	420	91.20	28.06	28.17	43.98	34	359	363	460	92.50	37.59	38.01	48.17
20	94	112	120	31.40	16.78	19.99	21.41	35	211	218	445	44.25	37.65	38.90	79.41
21	230	242	335	49.00	32.86	34.57	47.86	36	266	270	250	102.00	38.00	38.57	35.71
21.1	121	137	--	31.40	21.59	24.45	--								

Tabla 10. Distancias Escaladas.

6.2. Análisis de los resultados.

Con los datos obtenidos en el campo se puede empezar ahora el análisis.

6.2.1. Escalado.

Como se menciona en el capítulo 3, la bibliografía recomienda el uso de $R/W^{1/2}$ como sistema de escalado, lo cual ocurriría también en los cálculos realizados por el personal de construcción de El Cajón. A continuación se presenta un ejemplo de la forma en la que se realizaba y la tabla 10 muestra los resultados de las distancias escaladas en base a los datos de la tabla 9.

6.2.2. Ejemplo.

Tomemos el caso del día 5 de octubre (voladura 5) cuyos datos fueron:

Distancia del geófono A de CFE a la voladura: 258 m

Distancia del geófono B de CFE a la voladura: 262 m

Distancia del geófono de Dyno a la voladura: 340 m

Carga Máxima por Tiempo: 84.20 Kg

Tenemos entonces:

$$\text{Distancia Escalada} = \frac{R}{W^{1/2}} = \frac{\text{Distancia Real}}{\text{Carga Máxima por Tiempo}}$$

Para el geófono A de CFE:

$$DE_A = \frac{R}{W^{1/2}} = \frac{258}{84.2^{1/2}} = \frac{258}{\sqrt{84.2}} = 28.12 \text{ Kg}/\sqrt{m}$$

Para el geófono B de CFE:

$$DE_B = \frac{R}{W^{1/2}} = \frac{262}{84.2^{1/2}} = \frac{262}{\sqrt{84.2}} = 28.55 \text{ Kg}/\sqrt{m}$$

Para el geófono de Dyno:

$$DE_D = \frac{R}{W^{1/2}} = \frac{340}{84.2^{1/2}} = \frac{340}{\sqrt{84.2}} = 37.05 \text{ Kg}/\sqrt{m}$$

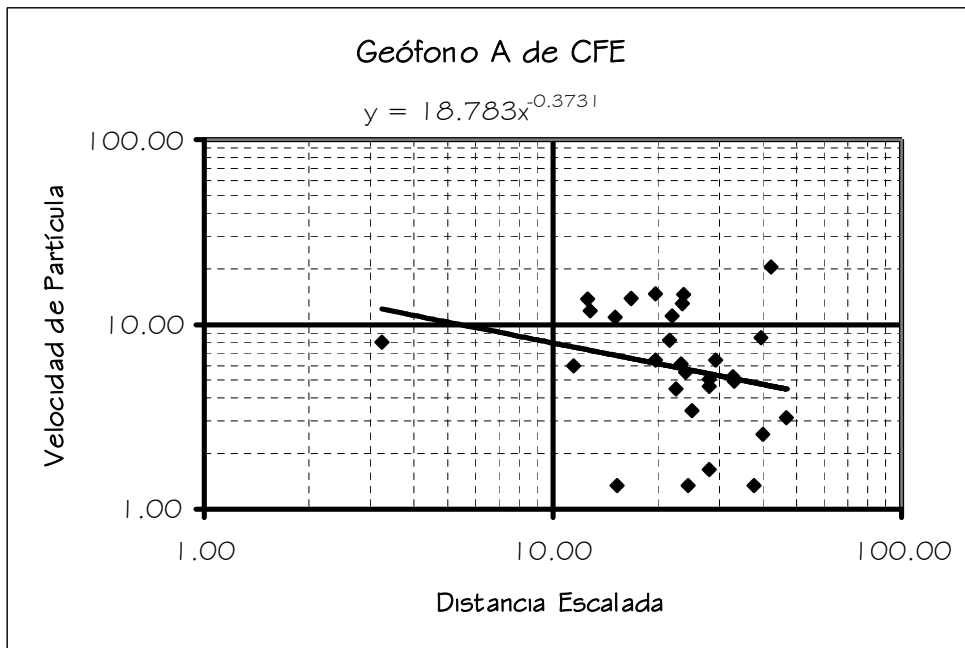
6.2.3. Gráfica de la Distancia Escalada contra la Velocidad de Partícula.

Ahora que se obtuvo la Distancia Escalada se puede graficar éstos datos contra la Velocidad de Partícula obtenida en el campo. Los datos se ponen en una grafica logarítmica y se les realiza una regresión lineal para obtener una ecuación que nos ayude a predecir la Velocidad de Partícula que tendrá el terreno. En los siguientes párrafos se muestra como se obtienen las ecuaciones de V_p , DE , y W para el geófono A de CFE. El procedimiento es el mismo para los demás datos analizados, en los cuales se toma en cuenta que los datos de Dyno con respecto a la distancia eran muy variables, debido a que la ubicación del geófono de ellos casi siempre era en la pila 4 de la estructura de control. Debido a esta variabilidad, presento un

análisis de las posibles ecuaciones con cada uno de los geófonos, uno con los datos solo de los geófonos de CFE y un final donde se analizan en conjunto todos los datos, solo para verificar los cambios con cada uno de ellos.

6.2.3.1. Procedimiento para obtener las ecuaciones de predicción con datos del geófono A de CFE.

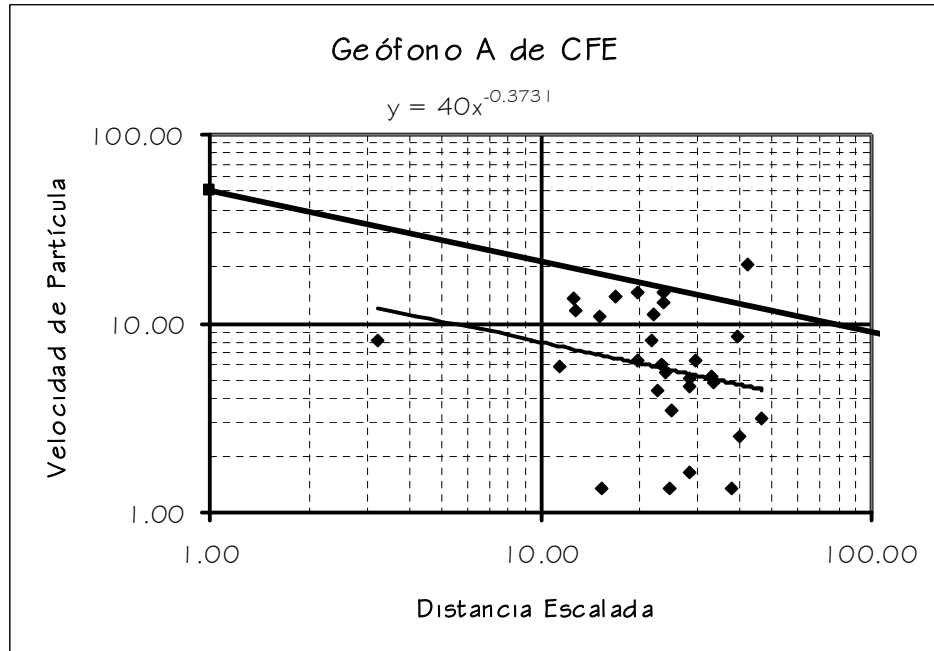
Primeramente obtenemos la gráfica con los valores que nos dio el geófono A de CFE, de los valores que se obtuvieron solo 29 datos se pudieron usar debido a la falta de unos datos de distancia o de velocidad de partícula que no me proporcionaron, la grafica es la siguiente.



Conforme a estos datos podemos diseñar una ecuación, la cual cubra la mayoría de los datos para evitar el daño al concreto, lo cual se logra a partir de la ecuación obtenida de la regresión lineal aplicada, la cual es:

$$V_p = 18.783 \times V_p^{-0.3731}$$

A esta ecuación solo se le modifica el coeficiente para que cumpla con cubrir la mayoría de los datos y tener cierto colchón de protección. Y queda de la siguiente manera:



Ahora de la ecuación con el factor de seguridad del 96.5% de los datos (solo 1 de los 29 datos sobrepasa esta línea) podemos obtener la ecuación de DE al despejarla de esta ecuación.

$$V_p = 40 \times DE^{-0.3731}$$

$$DE^{-0.3731} = 40 \times V_p$$

$$DE = -0.373 \sqrt[40]{V_p}$$

Como sabemos que:

$$DE = \frac{R}{W^{1/2}}$$

Entonces podemos obtener la carga que se requiere a cierta distancia y con los límites de velocidad de partícula establecidos para cumplir el criterio y no afectar el concreto.

$$DE = \frac{R}{W^{1/2}} = -0.373 \sqrt[40]{V_p} \therefore$$

$$\frac{R}{W^{1/2}} = -0.373 \sqrt[40]{V_p}$$

$$R = (-0.373 \sqrt[40]{V_p})(W^{1/2})$$

$$W^{1/2} = \frac{R}{-0.373 \sqrt[40]{V_p}}$$

$$W = \sqrt{\frac{R}{-0.373 \sqrt[40]{V_p}}}$$

O también podemos obtener el valor de la carga despejando directamente de la ecuación;

$$DE = \frac{R}{W^{1/2}}$$

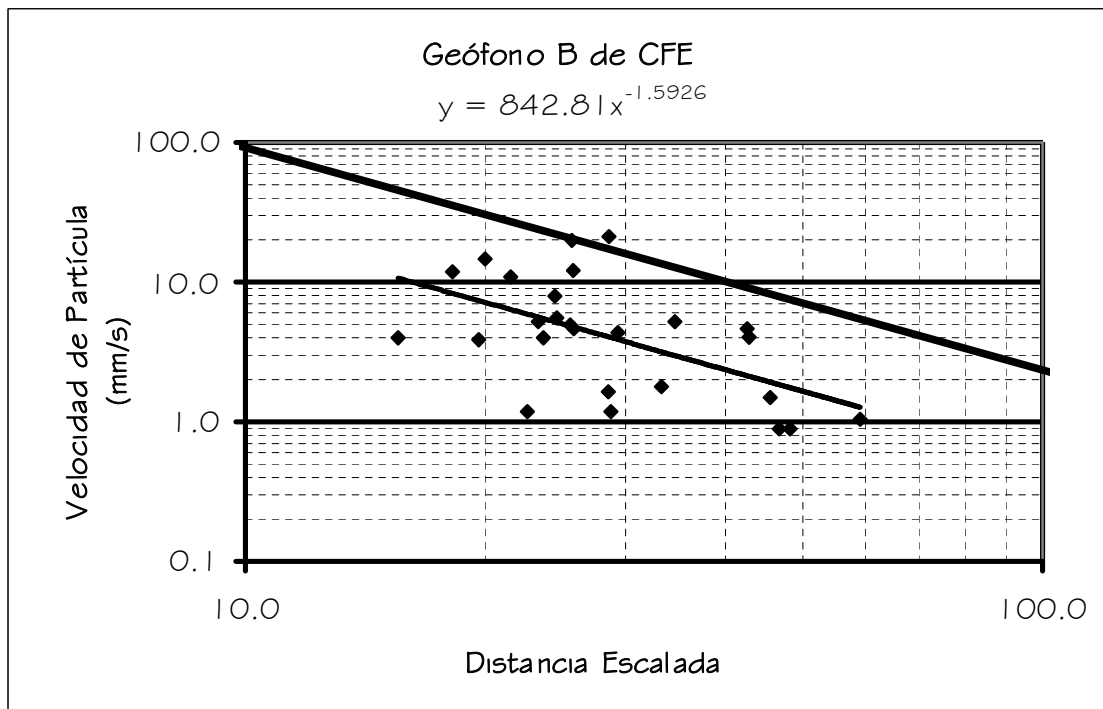
$$W^{1/2} = \frac{R}{DE}$$

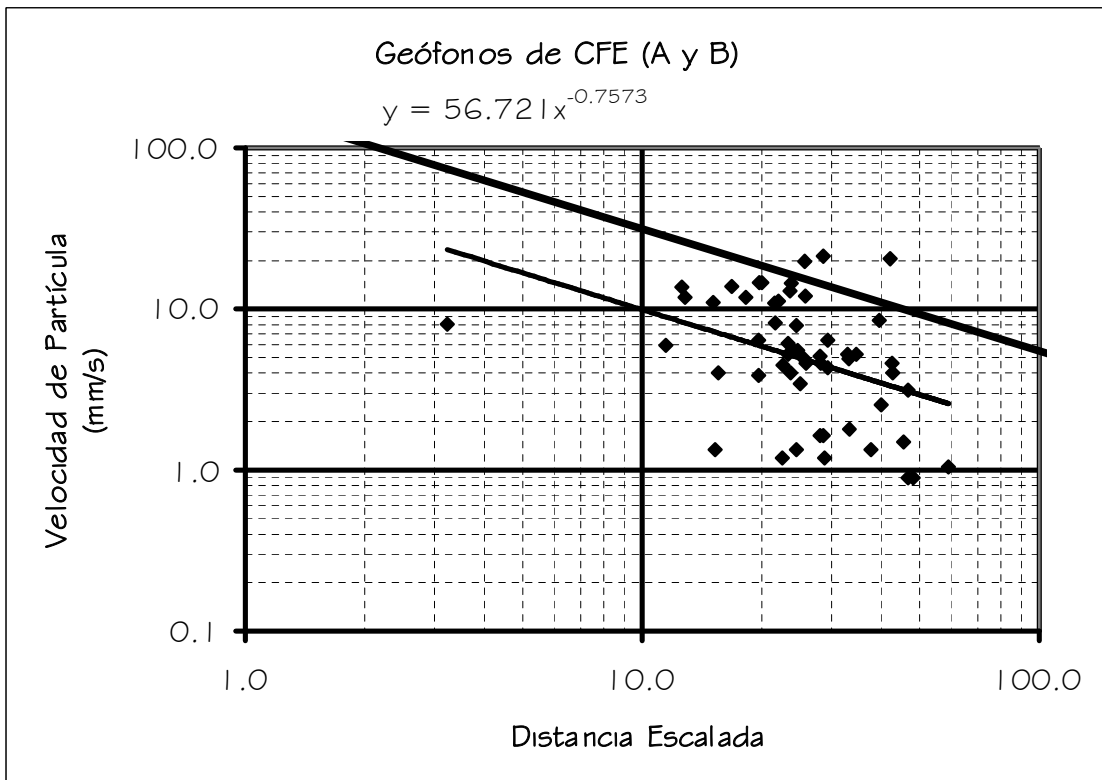
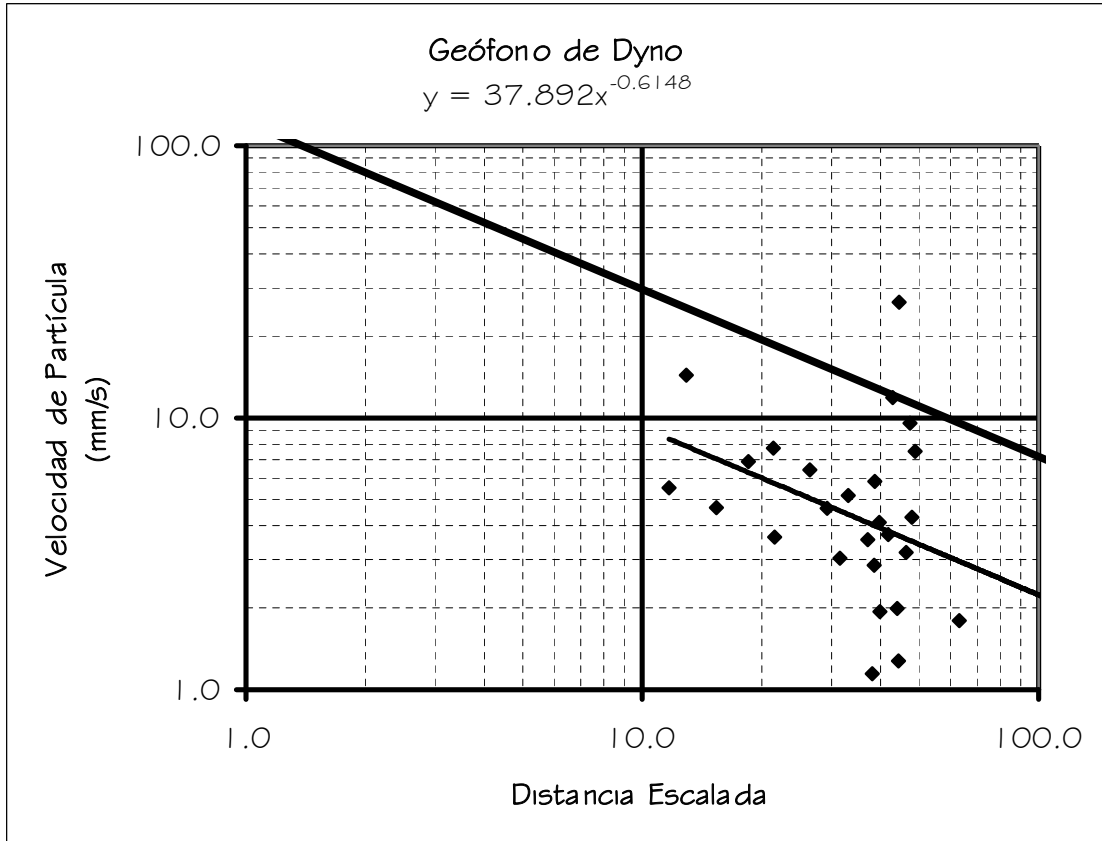
$$W = \sqrt{\frac{R}{DE}}$$

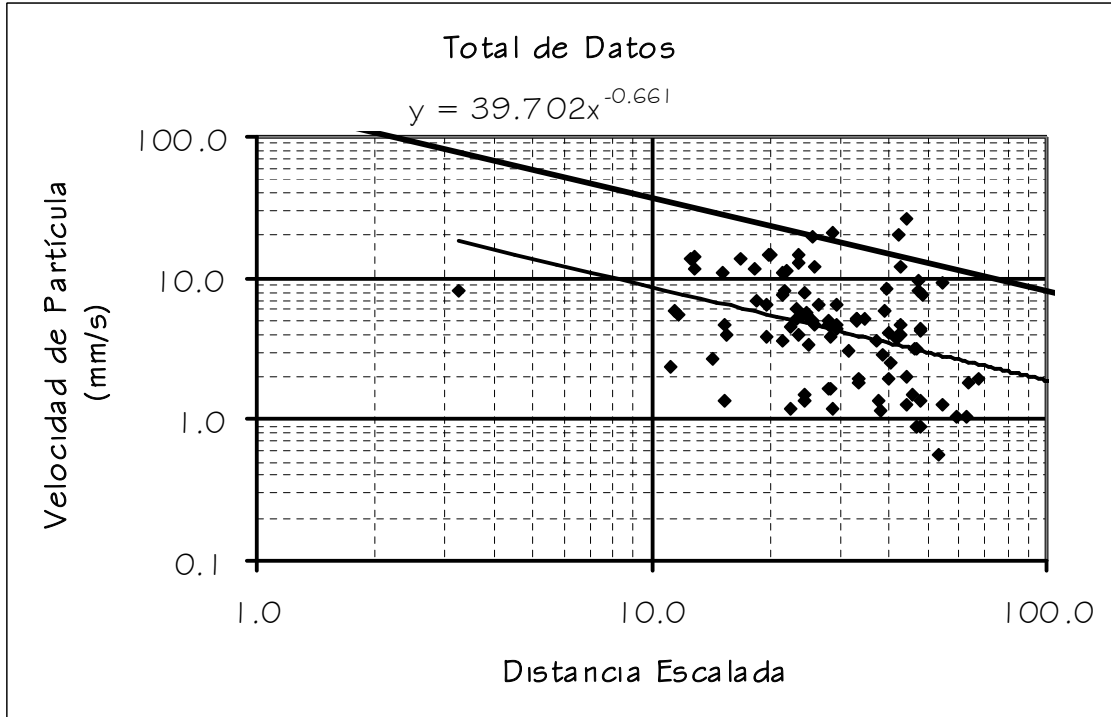
Esta última ecuación es útil cuando sabemos de antemano la distancia escalada.

6.2.4. Comparación de graficas.

A continuación se presentan las graficas restantes con su respectiva línea de regresión lineal ajustada para que la mayoría de los datos pasen. Las ecuaciones respectivas se presentan en el siguiente párrafo.







6.2.5. Comparación de las ecuaciones arregladas.

6.2.5.1. Geófono A de CFE.

$$V_p = 40 \times DE^{-0.3731}$$

Cantidad de datos = 29

Edad del concreto (hrs)	V _p permitida por CFE (mm/s)	DE permitida en base a esta ecuación	Distancia mínima a la máxima CMT vista (m)
0.0- 2.5	Libre	Sin restricción	Sin restricción
2.5- 6.0	12.7	39.37	401.91
6.0- 10.0	25.4	6.14	62.70
10.0- 14.0	38.1	2.07	21.15
14.0- ∞	76.2	0.32	3.30

6.2.5.2. Geófono B de CFE.

$$V_p = 3600 \times DE^{-1.5926}$$

Cantidad de datos = 26

Edad del concreto (hrs)	V _p permitida por CFE (mm/s)	DE permitida en base a esta ecuación	Distancia mínima a la máxima CMT vista (m)
0.0- 2.5	Libre	Sin restricción	Sin restricción
2.5- 6.0	12.7	34.67	353.89
6.0- 10.0	25.4	22.43	229.01
10.0- 14.0	38.1	17.39	177.53

14.0-	∞	76.2	11.25	114.89
-------	---	------	-------	--------

6.2.5.3. Geófono de Dyno.

$$V_p = 122 \times DE^{-0.6148}$$

Cantidad de datos = 42

Edad del concreto (hrs)	Vp permitida por CFE (mm/s)	DE permitida en base a esta ecuación	Distancia mínima a la máxima CMT vista (m)
0.0- 2.5	Libre	Sin restricción	Sin restricción
2.5- 6.0	12.7	39.64	404.67
6.0- 10.0	25.4	12.84	131.06
10.0- 14.0	38.1	6.64	67.77
14.0- ∞	76.2	2.15	21.95

6.2.5.4. Geófonos de CFE (A y B)

$$V_p = 180 \times DE^{-0.7573}$$

Cantidad de datos = 55

Edad del concreto (hrs)	Vp permitida por CFE (mm/s)	DE permitida en base a esta ecuación	Distancia mínima a la máxima CMT vista (m)
0.0- 2.5	Libre	Sin restricción	Sin restricción
2.5- 6.0	12.7	33.15	338.40
6.0- 10.0	25.4	13.27	135.49
10.0- 14.0	38.1	7.77	79.32
14.0- ∞	76.2	3.11	31.76

6.2.5.5. Total de datos.

Ecuación 1. $V_p = 170 \times DE^{-0.661}$

Cantidad de datos = 97

Edad del concreto (hrs)	Vp permitida por CFE (mm/s)	DE permitida en base a esta ecuación	Distancia mínima a la máxima CMT vista (m)
0.0- 2.5	Libre	Sin restricción	Sin restricción
2.5- 6.0	12.7	50.64	516.88
6.0- 10.0	25.4	17.74	181.12
10.0- 14.0	38.1	9.61	98.08
14.0- ∞	76.2	3.37	34.37

Estos datos nos indican, en general, la distancia entre el barreno a explotar y el lugar de colado con cierta edad de colocación del concreto. Estas tablas son solo como ejemplo para ver la variabilidad con que actúan los datos que se recaban. En el ejemplo la carga que puse fue de 104.2 Kg, que fue la cantidad de explosivo mayor que yo registre que volaran. Como se puede ver en la ultima columna la

mayor distancia permitida según los análisis es para una edad de concreto de entre 2.5 y 6.0 hrs que, según el criterio de CFE, solo se puede permitir una velocidad de partícula de máximo 12.7 mm/s.

Se puede notar que conforme mas datos haya para sacar una curva, la distancia incrementa, pero esto se debe a los diferentes lugares donde se colocaron los geófonos de CFE como de Dyno, también se debe de tomar en cuenta que al incrementar los datos, también se incrementa la posibilidad de que un dato este erróneo en la forma en que se tomo; entonces la ecuación se ajusta tomando en cuenta estos factores e incrementa su rango para evitar cualquier daño.

Otra observación es que al tener mas datos se tiende a tener una mayor exactitud en la predicción de la Velocidad de Partícula.

6.2.6. Análisis de los colados contra las posibles vibraciones.

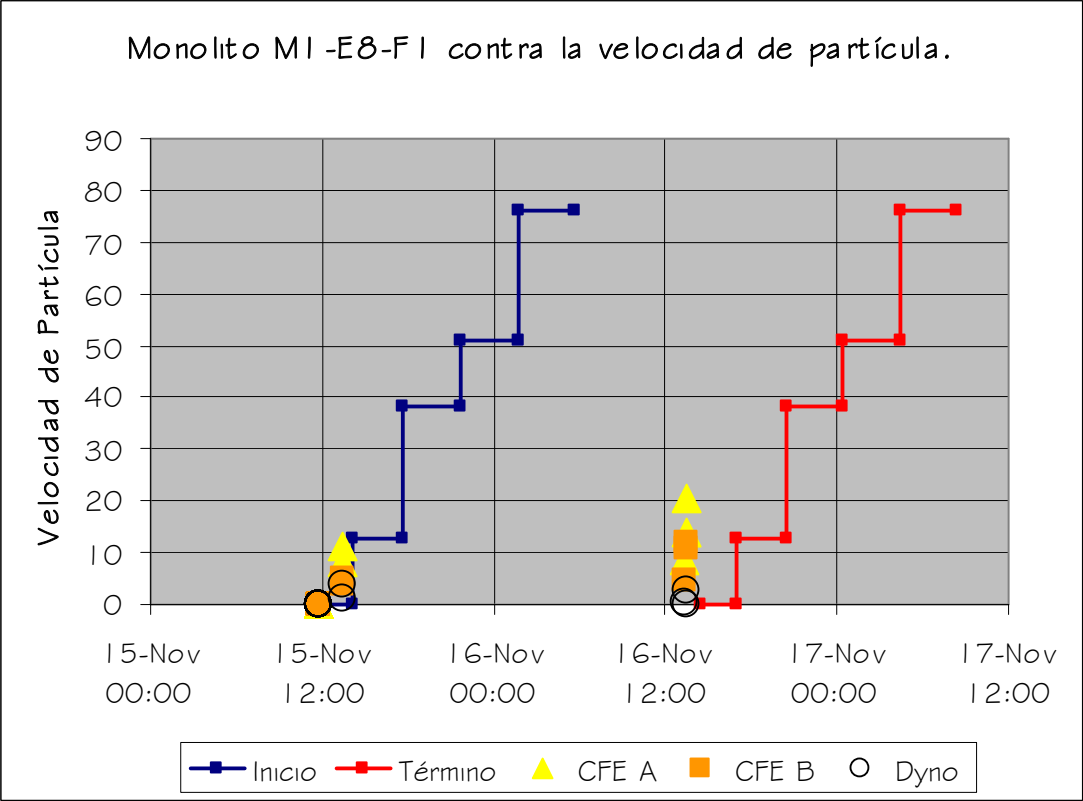
Durante este periodo (28 de Septiembre al 21 de Noviembre) se realizaron 52 colados en Obras de Excedencia en las pilas y muros de la estructura de control.

Para poder verificar la vibración que sufrieron los concretos que se colocaron se analizaron las fechas y hora de colado contra las correspondientes a las voladuras, como ejemplo la siguiente figura muestra el colado en el muro izquierdo, la línea azul muestra los limites de velocidad permitida a partir del inicio de la colocación del concreto; así, durante las primeras dos horas y media no debe de existir vibración, pero después de ese tiempo la velocidad permitida es de 12.7 mm/s por las siguientes tres horas y media; es decir, del periodo de 2.5 a 6 hrs de edad del concreto. Enseguida la velocidad permitida incrementa a 25.4 mm/s por cuatro horas que es la edad del concreto de 6 a 10 hrs. El siguiente limite es de 38.1 mm/s, la cual empieza a las 10 horas de colocado el concreto y dura 4 horas. La última restricción es a partir de las 14 horas y la velocidad permitida es de 76.2 mm/s, la cual es la velocidad máxima permitida para cualquier edad de concreto.

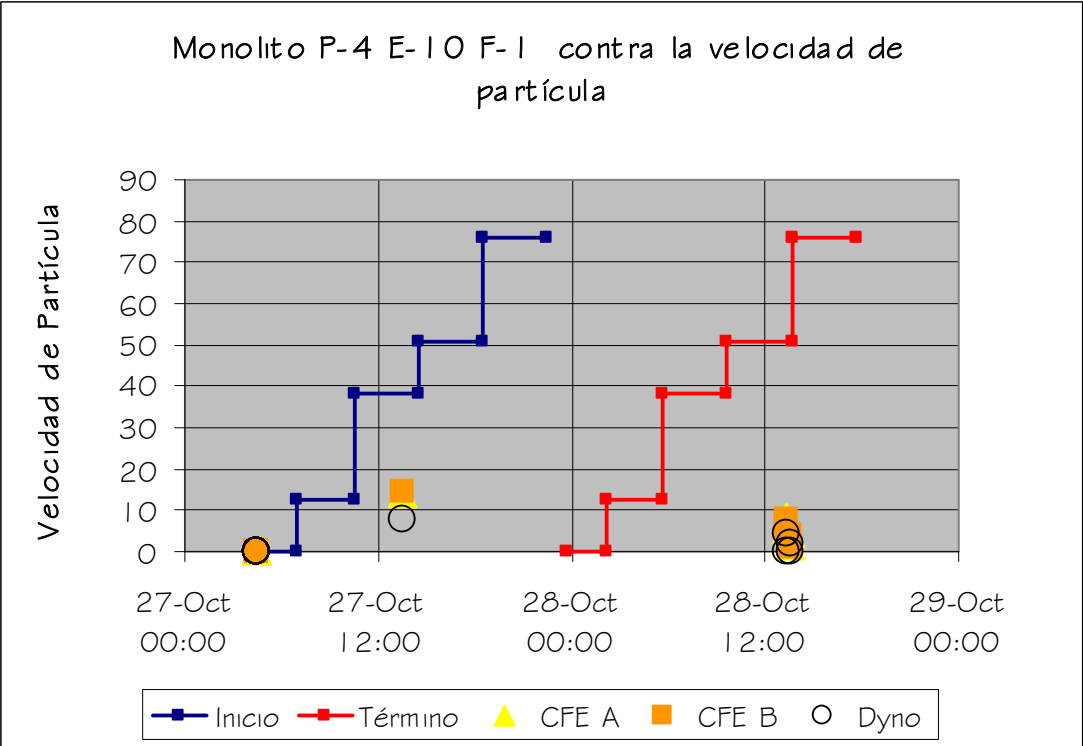
La línea roja muestra el mismo patrón que la línea azul, pero representa la última colocación de concreto que se realizó en el monolito; es decir, el término de la colocación del monolito en cuestión.

Los triángulos amarillos representan las vibraciones registradas en este monolito por el geófono A de CFE. El símbolo cuadrado anaranjado representa al geófono B de CFE. Por último los círculos sin relleno representan las velocidades captadas por el geófono de Dyno.

Las siguientes tres figuras representan los tres monolitos que tuvieron una mayor vibración conforme a los datos que recabe:



Vibraciones en el monolito MI-E8-F1.



Vibraciones en el monolito P4-E10-F1.

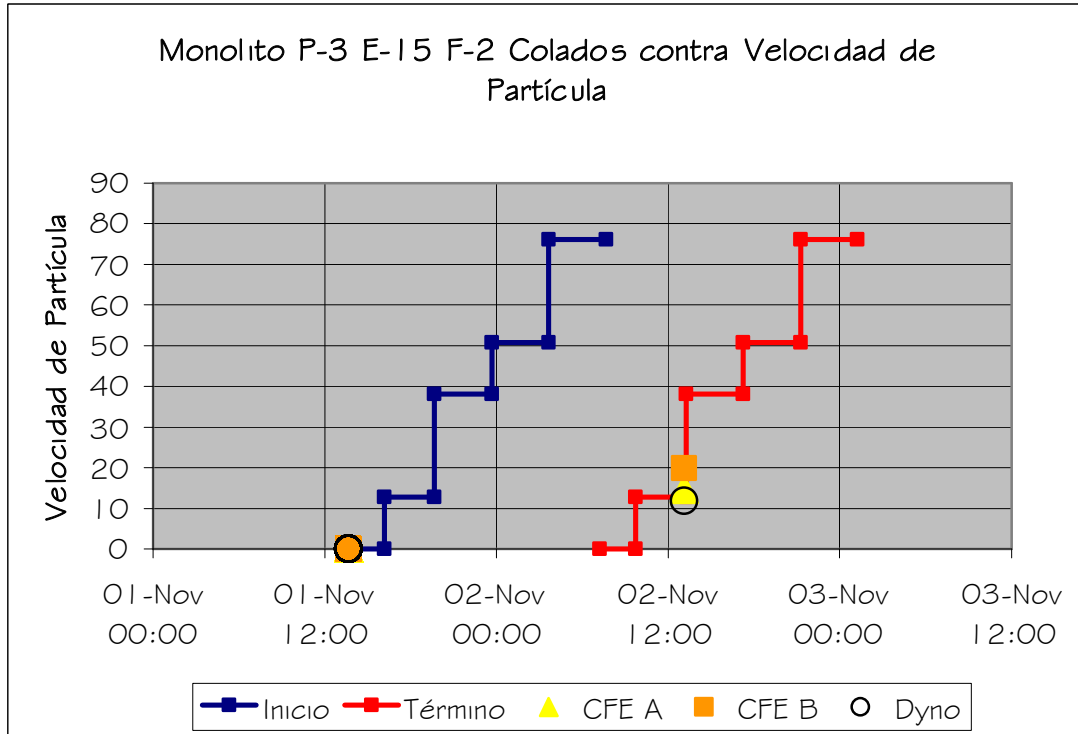


Figura 6.1. Vibraciones en el monolito P3-E15-F2

La tabla siguiente muestra cada uno de los monolitos que se colaron en la zona de control, con la velocidad de partícula correspondiente (si es que la hubo).

#	Monolito (pza. colocada)	Vp (mm/s)	Observaciones
1	P4-E7-F1	5.96	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, se registraron dos voladuras, una al principio y una al término del colado.
2	P4-E7-F2		
3	MD-Piel-E1	4.67	La voladura fue al inicio del colado.
4	P3-E12-F2		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
5	P3-E12-F1		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
6	MI-E3-F2		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
7	P1-Piel-E1		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
8	P3-E13-F1	5.07	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la voladura fue aprox. 5 hrs después de iniciar el colado.
9	P3-E13-F2		
10	P4-E8-F1		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
11	P4-E8-F2		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
12	P2-E15-F1	15.96	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la voladura que pasó el primer límite no causo daño ya que paso 13 hrs aprox después de terminar el colado.
13	P2-E15-F2		
14	MI-E4-F1	1.34	La voladura no paso los 2 mm/s
15	MI-E4-F2	1.34	La voladura no paso los 2 mm/s
16	P3-E14-F2		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.
17	P3-E14-F1		No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.

18	P4-E9-F1	6.11	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la velocidad más fuerte fue 8 hrs después.
19	P4-E9-F2		
20	P1-Bancos de trabes	6.11	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, pasaron 11 hrs después de terminar el colado.
21	P2-Bancos de trabes		
22	MI-E5-F1	6.41	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la vibración ocurrió 12 hrs después de iniciado el colado
23	MI-E5-F2		
24	P1-Piel-Izquierda	1.28	vibración casi imperceptible (la voladura fue muy lejos)
25	P4-E10-F1	14.61	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la voladura que pasó el límite es un poco engañoso el dato, ya que el sismógrafo fue colocado en pila 1 y pila 2, en la pila 4 se colocó el sismógrafo de Dyno y no pasó la vibración.
26	P4-E10-F2		
27	MI-E6-F1	No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.	
28	MI-E6-F2	No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.	
29	P3-E15-F1	19.83	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la vibración pasó el primer límite, pero se debe de tomar en cuenta que la pila era la 3 y los sismógrafos se colocaron en el muro izquierdo.
30	P3-E15-F2		
31	Umbral compuerta plana vano 1	No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.	
32	P4-E11-F1	9.55	Estos tres monolitos se colocaron al mismo tiempo, los datos no pasaron el primer límite.
33	P4-E11-F2		
34	P4-E11-F3		
35	MI-E7-F1	4.39	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la vibración fue ligera, pero tomar en cuenta que solo tengo el dato de Dyno
36	MI-E7-F2		
37	Deposito de agujas	No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.	
38	Diafragmas de lado derecho Vano 1	4.39	La vibración pasó como 11 hrs después de terminar el colado.
39	P4-E12-F1	5.52	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la vibración no pasó el primer límite.
40	P4-E12-F2		
41	P5-E7-F1	No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.	
42	P5-E7-F2	No hubo voladura 14 hrs después de colocado el concreto.	
43	Diafragmas lado derecho e izquierdo Vano 2	20.43	La vibración pasó el primer límite pero no hubo agrietamiento.
44	MI-E8-F1	20.43	Estos dos monolitos se colaron al mismo tiempo, la vibración pasó el primer límite, pero fue en el muro izquierdo, por lo cual la vibración se redujo mucho en esa zona.
45	MI-E8-F2		

6.3. Prueba del Concreto Expuesto a Voladuras.

6.3.1. Introducción.

Como medio para poder determinar el daño de las voladuras, se estableció una prueba que nos indicara el posible daño de las voladuras a las estructuras que se colaban en la estructura de control.

La prueba se hizo en base a una prueba estadounidense que me proporciono el Ing. David Yáñez (artículo 23), donde a grandes rasgos se ponen unas probetas cerca de una voladura a diferentes edades del concreto, éstas muestras son de 18, 13, 9, 5 y 2 horas de edad colocadas antes de la voladura, las cuales se fracturan a un determinado tiempo y se puede entonces verificar si las resistencias variaron entre ellas. Entre los análisis que hacen se encuentran uno estático, que es el que se presenta con la fractura uniaxial con la maquina universal, pero además se presenta un análisis dinámico con maquinaria especializada de la cual no se tenía disponibilidad en el laboratorio por parte de CECSA y por lo cual no se pudo realizar esos estudios.

Básicamente ésta prueba demuestra que la capacidad del concreto a cargas tanto estáticas como dinámicas (sobre todo en estas ultimas) tiene un gran grado de resistencia a las voladuras, tomando en cuenta que teóricamente las voladuras se podrían idealizar como una carga dinámica

6.3.2. Procedimiento de colocado de las muestras.

El proceso de elaboración de las plantillas de voladuras consistía en barrenar el terreno a volar, cargar los barrenos y detonarlos. Se detonaba dos veces al dia, una era aproximadamente a las 13:30 y la otra a las 6:15, los barrenos que se cargaban en la tarde y transcurso de la madrugada se detonaban a las 6:15.

Debido a que una de las muestras necesitaba 18 horas de edad antes de su primer exposición a la vibración, la prueba se inicio el domingo 16 de Octubre, aproximadamente a las 19:00 horas, para que recibiera la vibración de la voladura de las 13:30 del día Lunes, ya que en la mañana no habría voladura debido a que el domingo no se elabora.

El lugar que se escogió para colocar las probetas fue en la berma 436, lo mas cercano a las voladuras que fuera posible, además de que el lugar era seguro de que no sufriera vibraciones por parte del personal y/o maquinaria que estuviera cerca.

El concreto fue tomado de las ollas que llevaban concreto a la Lumbrera de Buses 2, debido a que el colado de esta estructura era corrediza y no paraba hasta que se terminara toda la estructura, lo cual tomaría aproximadamente 15 días.

Para la elaboración de la prueba se contó con dos camionetas, una proporcionada por Lanco y otra por Control de Calidad, el equipo que necesitamos fue un

recipiente, utilizado para transportar el concreto de donde lo tomáramos (Foto 36); moldes para vigas, que eran de 50 de largo, 15 cm de ancho y 15cm de alto; un cucharón, para colocar el concreto en los moldes; y una varilla de punta redondeada, para hacer las penetraciones necesarias según lo estipulado en las normas.

A los moldes les untamos aceite con una estopa, para evitar que el concreto se pegara.

Tomamos el concreto directamente de la olla (foto 37), del cemento usado en las pruebas de revenimiento, temperatura, etc. (foto 38). Lo podíamos recoger directamente de la planta de Cemex o en la Lumbrera, dependiendo del tiempo en el que llegáramos.

Trasladamos el concreto hacia la berma 436, al llegar buscamos el lugar mas cercano y conveniente para poder poner los moldes, lo cual me pareció una zona de la berma que consistía en arena, donde era posible excavar y poder colocar los moldes a ras de suelo.

El concreto lo coloque en dos capas, a las cuales se le aplicaron 75 penetraciones de acuerdo a las normas, ya que se aplica una penetración por cada 10 cm^2 , y el molde tiene 750 cm^2 (foto 39).

Para colocar los moldes se excavó unos cuantos centímetros (con el mismo cucharón), de tal manera que los moldes quedaran confinados y su superficie quedara a ras de suelo. Compactamos la arena de alrededor del molde y apisonamos.

El curado que utilice fue el yute que coloque sobre los moldes, el cual humedecía en el transcurso de una semana. Se colocaba como a las 3 horas después de colocado el molde.

Las probetas se pusieron separadas entre ellas de 1 a 2 m y se colocaron como se indica en la foto 41.

6.3.3. Plantilla.

Las plantilla utilizadas fueron un moneo y dos banqueos a cielo abierto, y corresponden a los siguientes croquis (ver foto 42):

Plantilla de Banqueo
Abierta 835

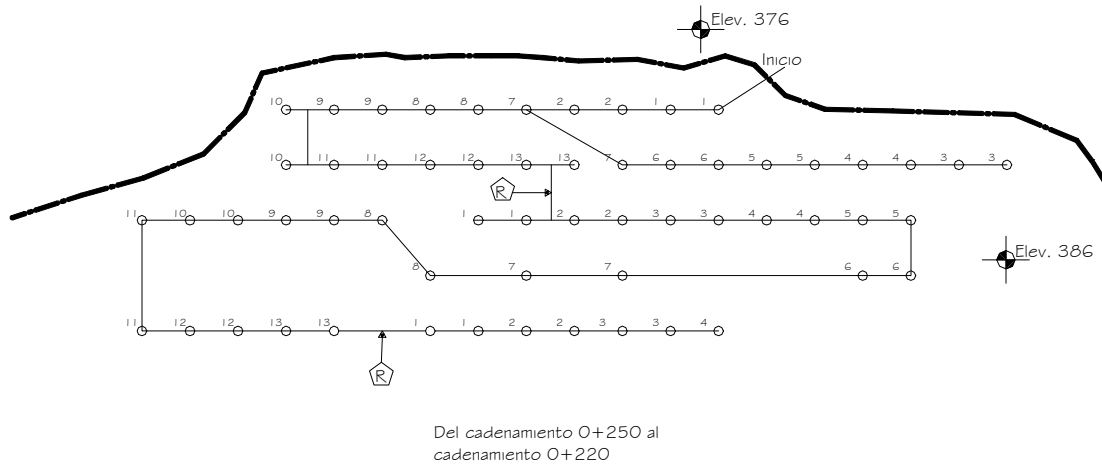


Figura 6.2. Croquis de la plantilla de Banqueo.

En esta plantilla los barrenos fueron de 12.5 m, fue una plantilla de 2.5 x 2.5 (aproximadamente), tuvo un coeficiente de barrenación de 0.17

Donde la carga máxima por tiempo fue de 20 emulsiones, y un poco más de un saco de Anfo para cada barreno, por lo que tenemos:

Carga	Peso
Emulsión	19 Kg
Anfo	30 Kg
Tiempos=	2
CMT=	98 Kg

La distancia fue de acuerdo a los croquis de 193 m, para los barrenos más cercanos.

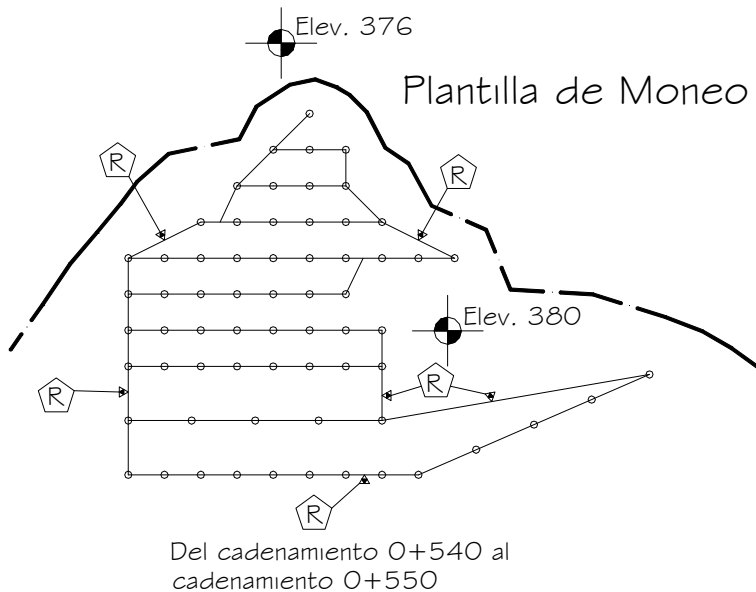


Figura 6.3. Croquis de la plantilla de Moneo.

En esta plantilla los barrenos fueron de 3 m (como promedio, ya que variaron entre 2 y 5 m), fue una plantilla de 1.5 x 1.5 (aproximadamente), tuvo un coeficiente de barrenación de 0.27

Donde la carga máxima por tiempo fue de 3 emulsiones, y un saco de anfo para 5 barrenos, por lo que tenemos:

Carga	Peso
Emulsión	2.85 Kg
Anfo	5 Kg
Barrenos =	17
CMT =	133.45 Kg

La distancia fue de acuerdo a los croquis de 263 m, para los barrenos mas cercanos.

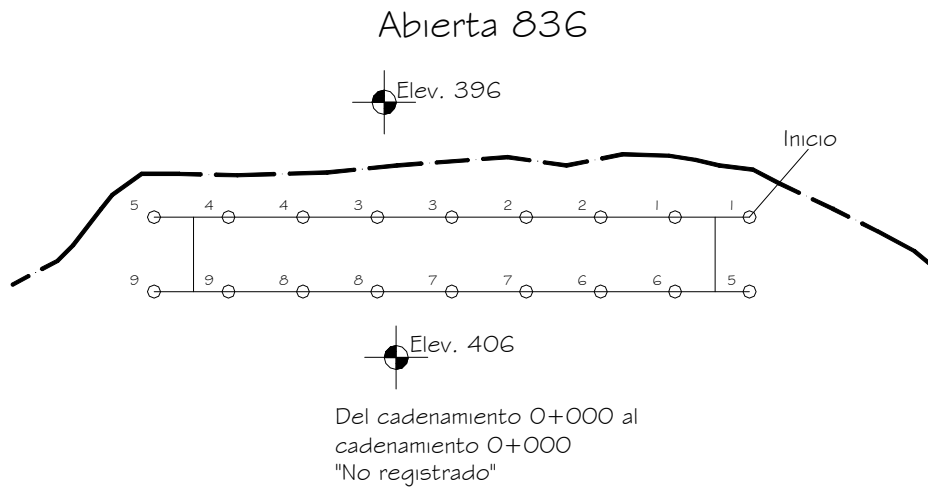


Figura 6.4. Croquis de la plantilla de Banqueo 2.

En esta plantilla los barrenos fueron de 12.5 m, fue una plantilla de 2.5 x 2.5 (aproximadamente), tuvo un coeficiente de barrenación de 0.17.

Donde la carga máxima por tiempo fue de 18 emulsiones, y un poco más de un saco de Anfo para cada barreno, por lo que tenemos:

Carga	Peso
Emulsión	17.1 Kg
Anfo	28 Kg
Tiempos =	2
CMT =	98 Kg.

6.3.4. Sismógrafo.

La colocación del sismógrafo se realizó sobre las probetas de 5 y 9 horas de edad, que teóricamente son las que tienen más probabilidad de recibir un daño (ver foto 43). El geófono fue proporcionado por el Ingeniero Servando Arana de CFE.

Las velocidades de partícula que se registraron fueron:

Geófono	Probeta	Vel. de partícula
A	9 horas	10.34 mm/s
B	5 horas	10.12 mm/s

6.3.5. Fractura de las muestras.

El retiro de las muestras se realizó el día 16 de Noviembre del 2005, las sacamos de donde estaban enterradas (foto 44) y las trasladamos hacia el laboratorio donde las descimbramos (foto 45), se extrajeron los corazones (foto 46), y debido a que debido a que la extracción era en cemento, las muestras salieron irregulares y se tuvieron que cortar las puntas (foto 47).

Enseguida los corazones se les midieron su diámetro y altura de varios lados, para obtener un promedio. Se pesaron y se cabecearon con azufre (foto 48, 49 y 51).

La maquina con la que se probaron las extracciones de corazón fue con una prensa hidráulica eléctrica con manómetro con informe de calibración No. 138-01 y fecha de calibración de 2005-03-01 (foto 50).

Se hizo este procedimiento en los cuatro corazones extraídos de cada muestra. Por ultimo se probaron los extractos de corazón y se anoto sus cargas máximas.

6.3.6. Resultados.

Por parte de las muestras cargadas se obtuvo la siguiente tabla:

Muestra	Diametros	Altura	Área	Masa	Fecha de colado	Fecha de ensaye	Carga Máxima	Factor de Esbeltez		Resistencia a compresion	
	cm	cm	cm ²	gr				Kg	h/D	Corrección	Obtenida
18-1	7.8	12.05	47.78	1416	Dom-16-Oct	Mié-16-Nov	16250	1.54	0.963	340.07	327.49
18-2	7.8	12.30	47.78	1415	Dom-16-Oct	Mié-16-Nov	17000	1.58	0.966	355.77	343.67
18-3	7.8	12.30	47.78	1404	Dom-16-Oct	Mié-16-Nov	17250	1.58	0.966	361.00	348.73
18-4	7.8	12.15	47.78	1391	Dom-16-Oct	Mié-16-Nov	17000	1.56	0.964	355.77	342.96
13-1	7.8	12.35	47.78	1422	Lun-17-Oct	Mié-16-Nov	20000	1.58	0.966	418.55	404.32
13-2	7.8	12.25	47.78	1416	Lun-17-Oct	Mié-16-Nov	19500	1.57	0.965	408.09	393.81
13-3	7.8	12.35	47.78	1419	Lun-17-Oct	Mié-16-Nov	19000	1.58	0.966	397.63	384.11
13-4	7.8	11.50	47.78	1341	Lun-17-Oct	Mié-16-Nov	17750	1.47	0.957	371.47	355.49
9-1	7.8	11.85	47.78	1370	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	18250	1.52	0.961	381.93	367.03
9-2	7.8	12.00	47.78	1390	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	18000	1.54	0.963	376.70	362.76
9-3	7.8	11.95	47.78	1390	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	17750	1.53	0.962	371.47	357.35
9-4	7.8	12.20	47.78	1280	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	17500	1.56	0.964	366.23	353.05
5-1	7.8	12.00	47.78	1380	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	14000	1.54	0.963	292.99	282.15
5-2	7.8	11.95	47.78	1380	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	13250	1.53	0.962	277.29	266.75
5-3	7.8	12.00	47.78	1370	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	14750	1.54	0.963	308.68	297.26
5-4	7.8	12.05	47.78	1390	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	14500	1.54	0.963	303.45	292.22
2-1	7.8	12.00	47.78	1340	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	16750	1.54	0.963	350.54	337.57
2-2	7.8	11.35	47.78	1300	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	16000	1.46	0.956	334.84	320.11
2-3	7.8	11.70	47.78	1340	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	11250	1.50	0.96	235.44	226.02
2-4	7.8	11.70	47.78	1300	Lun-17-Oct	Jue-17-Nov	15250	1.50	0.96	319.15	306.38

Como se analizaron 4 especimenes por muestra, se tuvieron entonces cuatro resultados que se les pudo obtener un promedio, exceptuando el tercer espécimen de la muestra de 2 horas, ya que el cabeceo que se le hizo fue malo y su resistencia disminuyó, por lo que el resultado no valió.

Entonces como promedio de las resistencias se tuvo que:

Muestra (edad)	Resistencia promedio.
18	340.71
13	384.43
9	360.05
5	284.60
2	321.35

6.3.7. Conclusiones y recomendaciones sobre la práctica.

Como se puede observar la resistencia mas desfavorable con respecto a la vibración, fue en la muestra de 5 hrs, seguida de la muestra de 2 hrs. en estos datos la disminución de la resistencia es relevante comparándola con las otros resultados. Y se puede concluir que un concreto de una edad de 5 hrs es mas frágil o tiene un comportamiento menos favorable ante la vibración.

Una nota importante es que estos datos se pueden mejorar de manera sustancial al plantear una prueba donde del concreto de la misma olla que se hicieron las vigas que recibieron la vibración por voladuras se tomen unas muestras donde su curación sea optima y sin vibración. Esto se debe en gran parte a que los concretos que se realizaban en el proyecto tenían una variabilidad de $\pm 100 \text{ Kg/cm}^2$. Este procedimiento se haría con las diferentes edades que se requieran probar. Para este caso se tendrían que rebajar las edades ya que el proceso de fraguado es mucho mas rápido en las condiciones donde se realizaban las voladuras, ya que las temperaturas que se presentan son muy altas (mas de 30 grados), por lo que habría que reconsiderar las horas.

Reporte Fotográfico.



Foto 36. Charola hecha del corte de un tambo



Foto 37. Toma del concreto directamente de la olla.



Foto 38. Penetraciones hechas en los moldes



Foto 39. Prueba de revenimiento ejecutada en la planta de Cemex.



Foto 40. Colocado del cuarto molde. Se puede observar la colocación del yute.



Foto 41. Colocado de las primeras tres muestras (18, 13 y 9 horas)



Foto 42. Lugar de la plantilla, se observan donde están perforando los hidro drill



Foto 43. Ubicación sismógrafo, proporcionado por CFE



Foto 44. Al sacar las muestras de la berma 436.



Foto 45 Descimbrado de los moldes en laboratorio.



Foto 46. Extracción de corazones.



Foto 47. Corte de las puntas de los corazones



Foto 48. Cabeceo de las probetas



Foto 49. Máquina de prueba



Foto 50. Prueba de compresion axial a las probetas



Foto 51. Probetas cabeceadas

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1. El concreto fresco con respecto a las voladuras.

A la primer conclusión que se puede llegar debido a la cantidad de información que se muestra, es que el concreto tienen una gran resistencia con respecto a las voladuras, ya sea que tengan o no una edad temprana. Esto último se demostró porque casi todos los monolitos que se colaron tuvieron vibración en su etapa de colocación, donde se supone que no debe haber vibración, esto en relación a los criterios mostrados por CFE (tabla 9).

Sin embargo las grietas aparecían indistintamente; si tenían o no vibración, después se demostraría que el causante de las grietas en el concreto fue el agregado que utilizaron en la mezcla del concreto.

Es claro que los límites establecidos por el BUREAU de Minas son solo para daños estéticos (agrietamiento en el yeso o factores humanos) y que para en un proyecto con las necesidades que tenía El Cajón, los criterios establecidos eran muy conservadores.

Otro efecto importante con respecto a los criterios, era la temperatura en la cual el concreto se fraguaba. Como se explica en el Anexo 8.3, el concreto a una temperatura mayor fragua más rápido. Tomando en cuenta las temperaturas que se manejaban en el proyecto (muy altas durante mi estancia), es lógico que el concreto tuviera un proceso de fraguado mucho más rápido, por lo que los valores propuestos en la tabla 9, pueden variar de manera significativa. Por lo tanto es recomendable hacer un análisis en el proceso de fraguado en las condiciones del concreto colocado en las pilas y obtener valores más exactos con respecto a los límites.

7.2. El concreto fraguado con respecto a las voladuras.

Un ejemplo claro de la estabilidad que tiene el concreto fraguado en el proyecto, fue la cisterna que estaba pegada a la zona de las voladuras. Esta cisterna fue diseñada para suministrar el agua que necesitaran en las maquinas de trituración, las cuales se localizaban unos cuantos metros río debajo de "La Pedrera". La cisterna se muestra en la foto de la portada, donde se ve la voladura y en un lado de la foto se alcanza a ver la cisterna.

En lo personal me toco ver una voladura que estaba muy cerca de la cisterna mencionada, y aunque tenía algunas grietas, estas no aumentaban después de una voladura de menos de 5 m, donde la carga máxima estaba alrededor de los 40 Kg por tiempo.

7.3. Recomendaciones al procedimiento realizado en El Cajón.

Los métodos usados en el Proyecto P.H. El Cajón para el diseño de voladuras y sistema de iniciación, eran algo anticuados para la magnitud de esta mega obra; además, la maquinaria usada era de pequeña escala.

Algunas recomendaciones que se podrían haber realizado son:

- Considerar la compra o renta de uno o dos drills rotary (IR o Drilltech) capaces de hacer barrenos de 6 ¾”.
- Asignar un superintendente de tiempo completo y un ayudante técnico o ingeniero que apoye todo el trabajo de voladuras. Sus tareas incluirán; diseño de voladuras, monitoreo de la vibración, pruebas, soporte en la compra de equipo e implementación de un sistema de cargas.
- Considerar la posible caída de material en Obra de Excedencias y seguir alguno de los esquemas presentados en el reporte (referencia a...)
- Hacer que los proveedores hagan propuestas y en caso de requerirlo cambiar de proveedor, escogiendo al que de una mejor oferta y mejor tecnología, y si es necesario cambiar algunas recomendaciones a este documento.
- CECSA debería de considerar obtener el permiso para obtener la licencia de manufacturar explosivo Anfo en el sitio con el equipo necesario (on-site bulk delivery trucks.)

8. ANEXOS.

8.1. Iniciadores no eléctricos. Información de Dyno.

8.1.1. Aplicaciones

Los iniciadores con retardo tipo LP (periods largos) se utilizan como medio de iniciación de explosivos dentro de los barrenos, por lo general, en donde hay una cara libre como: túneles, tiros, rampas, contrapozos, etc.

Los iniciadores con retardo tipo MS (milisegundo) se aplican como medio de iniciación de explosivos dentro del barreno, generalmente donde hay dos o mas caras libres tal como: rebajes, bancos, construcción y minería a cielo abierto.

Los iniciadores con retardo EZDET fueron desarrollados para varias aplicaciones, sea en minería a cielo abierto, subterránea, construcción, canteras o pedreras.

Es especialmente apropiado para operaciones cercanas a zonas habitacionales ya que permite un mejor control de ruido y las vibraciones ocasionadas por las voladuras.

Ideal para operaciones en donde se requiere una rápida y sencilla conexión y el disparo de un número ilimitado de barrenos con iniciación independiente.

Los iniciadores con retardo Conectores MS son bidireccionales y por ello pueden usarse en donde más de una ruta de iniciación es requerida, tal como en voladuras de múltiples filas.

El conector con el retardo apropiado se inserta en el lugar deseado cortando el cordón detonante, procediendo a realizar las conexiones correctas.

8.1.2. Cordón detonante primacord.

Tipo	Diámetro mm	Núcleo PETN		Resistencia a Tensión Kg.
		Gr/m	Gran/piela	
DetaCord	3.9	3.6	18	60
E-Cord	4.1	5.3	2.5	6
Reforzado	4.7	10.6	50	70
DetaCord3P	3.2	3.6	18	80
DetaCord5P	3.6	5.3	25	80
CD 200	7.6	39.4	185	80

8.1.3. Aplicaciones.

El cordón detonante primacord tipo Deta Cord y el Deta Cord 3P son ideales para usarse como líneas troncales para iniciar tubos de choque de los iniciadores no eléctricos de retardo Primadet. No se recomiendan para iniciar directamente explosivos sensibles al fulminante. Se aplica tanto en superficie como en subterránea.

El E-Cord y el E-Cord 5P son una línea troncal multipropósito. Aceptan iniciación de otros cordones a través de los nudos estándar y de la misma manera transmiten la iniciación a otros cordones. Pueden usarse como línea descendente. Son capaces de iniciar explosivos sensibles al fulminante. También pueden usarse para iniciar tubos de choque.

El cordón detonante reforzado es de aplicación general, como línea descendente o troncal bajo las más severas aplicaciones en minería de superficie, subterránea o de construcción. Capaz de iniciar cualquier explosivo sensible al fulminante. No debe usarse para iniciar tubos de choque.

El cordón detonante CD 200 se aplica principalmente en voladuras controladas para minimizar el daño a la roca, tales como pre-corte y post-corte.

8.2. Propiedades de los explosivos.

8.2.1. Emulsión utilizada para el banqueo.

Emulsión Dyno encartuchadas, de 2x16"	
Peso por cartucho	950 gramos
Densidad	1.16 gr/cc
Velocidad de detonación	5200 m/seg
Presión de detonación	80 Kbars
Potencia relativa a peso	86 RWS
Potencia relativa a volumen	125 RBS
Energía	916 cal/cc
Gases tóxicos	clase I
resistencia al agua	excelente
mínimo fulminador requerido	fulminante #6
Vida útil	10 meses

8.2.2. Emulsión utilizada para el precorte

Emulsión Dyno encartuchadas, de 1x39"	
Peso por cartucho	435 gramos
Densidad	0.90 gr/cc
Velocidad de detonación	4000 m/seg
Presión de detonación	40 Kbars
Potencia relativa a peso	81 RWS
Potencia relativa a volumen	99 RBS
Energía	720 cal/cc
Gases tóxicos	clase I
resistencia al agua	excelente
mínimo fulminador requerido	fulminante #6
Vida útil	10 meses

8.2.3. Anfo

Anfo saco de 25 Kg	
Densidad	0.83 gr/cc
Velocidad de detonación	3900 m/seg
Presión de detonación	31 Kbars
Potencia relativa a peso	100 RWS
Potencia relativa a volumen	100 RBS
Energía	720 cal/cc
Gases tóxicos	clase I
resistencia al agua	Nula
mínimo fulminador requerido	Emulsion dyno
Vida útil	3 meses

8.3. Concreto.

8.3.1. Introducción.

El concreto es uno de los materiales mas usados e importantes en las construcciones (si no el que mas) pero para su fabricación "in situ" se deben de tener en cuenta algunas consideraciones, ya que es un proceso un tanto delicado. Para que el concreto pueda tener la resistencia indicada el proceso de fraguado del concreto debe de ser óptimo ayudado por un correcto proceso de curado, sin tener perturbaciones durante esa etapa. En los siguientes párrafos se dan conceptos sobre el concreto e información sobre la etapa critica del concreto. Teniendo en cuenta que la finalidad de este documento son las voladuras, la información presentada es un tanto escueta, para datos más detallados se puede buscar información más precisa sobre concreto en literatura especializada.

Operaciones ineficientes del curado del concreto pueden dañar enormemente al más completo y cuidadoso diseño. El curado esta vinculado al control y ajuste de las condiciones que afectan el proceso de endurecimiento y la resistencia del concreto.

8.3.2. Definiciones.

8.3.2.1. Hidratación.

Es la reacción química entre el cemento y el agua.

8.3.2.2. Trabajabilidad.

La facilidad de colocar, consolidar y acabar al concreto recién mezclado se denomina trabajabilidad. El concreto debe ser trabajable pero no se debe segregar excesivamente. El aire incluido en el concreto mejora la trabajabilidad y reduce la tendencia del concreto fresco de segregarse y sangrar.

8.3.2.3. Sangrado.

El sangrado es la migración de el agua hacia la superficie superior del concreto recién mezclado provocada por el asentamiento de los materiales Sólidos – Cemento, arena y piedra dentro de la masa. Un sangrado excesivo aumenta la relación Agua - Cemento cerca de la superficie superior, pudiendo dar como resultado una capa superior débil de baja durabilidad, particularmente si se lleva acabo las operaciones de acabado mientras esta presente el agua de sangrado. Debido a la tendencia del concreto recién mezclado a segregarse y sangrar, es importante transportar y colocar cada carga lo más cerca posible de su posición final.

8.3.2.4. Asentamiento.

El asentamiento es consecuencia del efecto combinado del la vibración y de la gravedad y consiste en el acomodo de los agregados en la parte inferior del concreto.

8.3.2.5. Consolidación.

Es el grado de contacto entre la mezcla de cemento y agua y los agregados que contiene el concreto.

La vibración pone en movimiento a las partículas en el concreto recién mezclado, reduciendo la fricción entre ellas y dándole a la mezcla las cualidades móviles de un fluido denso. La acción vibratoria permite el uso de la mezcla dura que contenga una mayor proporción de agregado grueso y una menor proporción de agregado fino. Empleando un agregado bien graduado, entre mayor sea el tamaño máximo del agregado en el concreto, habrá que llenar pasta un menor volumen y existirá una menor área superficial de agregado por cubrir con pasta, teniendo como consecuencia que una cantidad menor de agua y de cemento es necesaria. Con una consolidación adecuada de las mezclas más duras y ásperas pueden ser empleadas, lo que tiene como resultado una mayor calidad y economía.

Si una mezcla de concreto es lo suficientemente trabajable para ser consolidada de manera adecuada por varillado manual, puede que no exista ninguna ventaja en vibrarla. De hecho, tales mezclas se pueden segregar al vibrarlas. Solo al emplear mezclas mas duras y ásperas se adquieren todos los beneficios del vibrado.

El vibrado mecánico tiene muchas ventajas. Los vibradores de alta frecuencia posibilitan la colocación económica de mezclas que no son faciles de consolidar a mano bajo ciertas condiciones.

8.3.2.6. Segregación.

La segregación es la separación de los agregados del concreto de la lechada (cemento y agua). Es el efecto contrario a la consolidación. Una causa de segregación es el exceso de vibrado, picado o acomodo de las cimbras.

La segregación del concreto es indeseable. Por lo cual tienen que tomarse medidas para evitarlo, o para corregir la situación en caso de que ocurra. El concreto debe de compactarse ya sea apisonándolo, con varillas, con palas o vibrándolo para asegurar el contacto entre las varillas de refuerzo y otros accesorios de fijación embebidos, para evitar grandes vacíos. La vibración del concreto con maquinaria de poder es talvez el medio más usado para la compactación. El uso de medios mecánicos es beneficioso y recomendado, pero se deben de tomar ciertas medidas de seguridad.

Los trabajadores encuentran que con los vibradores se puede mover el concreto de un lugar a otro dentro de la cimbra y por lo tanto tienden a sustituir este método por el de hacerlo "cuchareando." Pero este método de mover el concreto tiende a segregar el agregado. Más aun, la consistencia del concreto, el tiempo de vibración, y la velocidad del vibrador son factores importantes.

8.3.3. Estados del concreto.

Durante la elaboración del concreto éste cuenta con tres estados que son fáciles de reconocer; Fresco (o Plástico), Fraguado y Endurecido.

En el estado Fresco el concreto parece una "masa", es blando y puede ser trabajado o moldeado en diferentes formas. Sus propiedades más importantes son la trabajabilidad y cohesividad. Si alguien camina sobre el concreto fresco se hundirá en él.

El estado Fraguado empieza cuando el concreto se empieza a poner rígido y ya no es blando, tiene lugar durante la compactación y el acabado. Si alguien camina sobre el concreto que esta fraguando dejara huellas sobre éste.

El estado Endurecido del concreto es cuando el concreto empieza a ganar resistencia y se endurece, sus propiedades más importantes son resistencia y durabilidad. Si alguien camina sobre el concreto endurecido no dejara huellas en él.

La resistencia y durabilidad del concreto son afectadas por:

La compactación, que es remover el aire del concreto. Una compactación apropiada da como resultado un concreto con una densidad incrementada, lo cual vuelve al concreto más resistente y más durable.

El curado, que es mantener el concreto húmedo por un periodo de tiempo, para permitir que alcance su resistencia máxima. Entre mayor sea el tiempo de curado, da como resultado un concreto mas durable.

Clima, un clima mas caluroso hará que el concreto tenga una resistencia mayor mas temprana.

Tipo de cemento, los diferentes tipos de cemento afectan las propiedades del concreto; es decir, que tan rápido o lento el concreto gana resistencia.

La relación agua-cemento, si un cemento tiene demasiada agua comparado con el cemento, el concreto será más débil.

8.3.4. Tiempo de fraguado, endurecimiento en el cemento Pórtland.

La propiedad de liga de las pastas de cemento Pórtland se debe a la reacción química entre el cemento y el agua llamada hidratación.

El cemento Pórtland no es un compuesto químico simple, sino que es una mezcla de muchos compuestos. Cuatro de ellos conforman el 90% o más de el peso del cemento Pórtland y son: el silicato tricálcico, el silicato dicálcico, el aluminato tricálcico y el aluminio ferrito tetracálcico. Además de estos componentes principales, algunos otros desempeñan papeles importantes en el proceso de hidratación. Los tipos de cemento Pórtland contienen los mismos cuatro compuestos principales, pero en proporciones diferentes.

Los dos silicatos de calcio, los cuales constituyen cerca del 75% del peso del cemento Pórtland, reaccionan con el agua para formar dos nuevos compuestos: el hidróxido de calcio y el hidrato de silicato de calcio. Este último es con mucho el componente cementante más importante en el concreto. Las propiedades ingenieriles del concreto, - fraguado y endurecimiento, resistencia y estabilidad dimensional principalmente dependen del gel del hidrato de silicato de calcio. Es la medula del concreto.

La composición química del silicato de calcio hidratado es en cierto modo variable, pero contiene cal (CaO) y sílice (SiO₂), en una proporción sobre el orden de 3 a 2. El área superficial del hidrato de silicato de calcio es de unos 3000 metros cuadrados por gramo. Las partículas son tan diminutas que solamente pueden ser vistas en microscopio electrónico. En la pasta de cemento ya endurecida, estas partículas forman uniones enlazadas entre las otras fases cristalinas y los granos sobrantes de cemento sin hidratar; también se adhieren a los granos de arena y a piezas de agregado grueso, cementando todo este conjunto. La formación de esta estructura es la acción cementante de la pasta y es responsable del fraguado, del endurecimiento y del desarrollo de resistencia.

Cuando el concreto fragua, su volumen bruto permanece casi inalterado, pero el concreto endurecido contiene poros llenos de agua y aire, mismos que no tienen resistencia alguna. La resistencia esta en la parte sólida de la pasta, en su mayoría en el hidrato de silicato de calcio y en las fases cristalinas.

Entre menos porosa sea la pasta de cemento, mucho más resistente es el concreto. Por lo tanto, cuando se mezcle el concreto no se debe usar una cantidad mayor de agua que la absolutamente necesaria para fabricar un concreto plástico y trabajable. Aún entonces, el agua empleada es usualmente mayor que la que se requiere para la completa hidratación del cemento. La relación mínima Agua - Cemento (en peso) para la hidratación total es aproximadamente de 0.22 a 0.25.

8.3.5. Concreto endurecido. Curado húmedo

El aumento de resistencia continuara con la edad mientras este presente algo de cemento sin hidratar, a condición de que el concreto permanezca húmedo o tenga

una humedad relativa superior a aproximadamente el 80% y permanezca favorable la temperatura del concreto. Cuando la humedad relativa dentro del concreto cae aproximadamente al 80% o la temperatura del concreto desciende por debajo del punto de congelación, la hidratación y el aumento de resistencia virtualmente se detiene.

Si se vuelve a saturar el concreto luego de un periodo de secado, la hidratación se reanuda y la resistencia vuelve a aumentar. Sin embargo lo mejor es aplicar el curado húmedo al concreto de manera continua desde el momento en que se ha colocado hasta cuando haya alcanzado la calidad deseada debido a que el concreto es difícil de resaturar.

8.3.6. Velocidad de secado del concreto.

El concreto (o de manera precisa, el cemento en el contenido) requiere de humedad para hidratarse y endurecer. El secado del concreto únicamente esta relacionado con la hidratación y el endurecimiento de manera indirecta. Al secarse el concreto, deja de ganar resistencia; el hecho de que este seco, no es indicación de que haya experimentado la suficiente hidratación para lograr las propiedades físicas deseadas.

El conocimiento de la velocidad de secado es útil para comprender las propiedades o la condición física del concreto. Por ejemplo, tal como se menciona, el concreto debe seguir reteniendo suficiente humedad durante todo el periodo de curado para que el cemento pueda hidratarse. El concreto recién colado tiene agua abundante, pero a medida de que el secado progresa desde la superficie hacia el interior, el aumento de resistencia continuara a cada profundidad únicamente mientras la humedad relativa en ese punto se mantenga por encima del 80%.

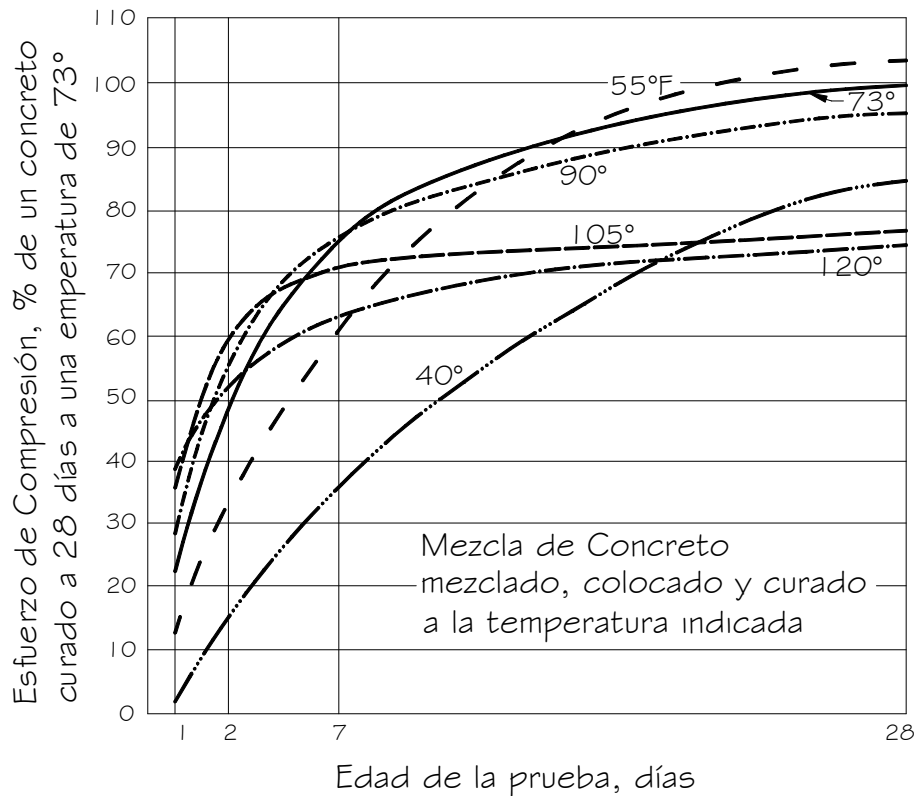
La superficie de un piso de concreto que no a tenido suficiente curado húmedo es una muestra común. Debido a que se seca rápidamente, el concreto de la superficie es débil y se produce descascaramiento en partículas finas provocado por el tránsito. Asimismo, el concreto se contrae al, secarse, del mismo modo que lo hacen la madera, papel y la arcilla (aunque no tanto). La contracción por secado es una causa fundamental de agrietamiento, y el ancho de las grietas es función del grado de secado.

En tanto que la superficie del concreto se seca rápidamente, al concreto en el interior le lleva mucho mas tiempo secarse.

El tamaño y la forma de un miembro de concreto mantienen una relación importante como la velocidad de secado. Los elementos del concreto de gran área superficial en relación a su volumen (tales como losas de piso) se secan con mucho mayor rapidez que los grandes volúmenes de concreto con áreas superficiales relativamente pequeñas (tales como los estribos de puentes).

El agua es necesaria para la hidratación del cemento, y por lo tanto para la máxima resistencia, el concreto fresco no se debe de permitirle secarse prematuramente

por un determinado periodo de tiempo. El tiempo depende, a cierta latitud, en la temperatura. Usualmente entre mas baja es la temperatura más largo será el tiempo que se tendrá que mantener el concreto húmedo. Temperaturas debajo del congelamiento son indeseables, el rango más favorable esta entre los 550 F y 1000 F. La temperatura afecta la velocidad con la cual la reacción química toma lugar. Incrementado la temperatura acelera la reacción química en el concreto, así como el endurecimiento y el proceso de colocado. Una relación típica entre la temperatura y la resistencia se muestra en la siguiente grafica.



En un sentido, el proceso de curado se puede definir como el proceso de retención del concreto de toda el agua de la mezcla. La mayoría de la resistencia del concreto se desarrolla en los primeros 28 días, la cual incrementa rápidamente durante los primeros días. En estas etapas tempranas, el secado prematuro y rápido es el más peligroso. El secado rápido puede resultar en grietas o fisuras en la superficie, y en una reducción significativa de la resistencia. En los primeros días, al menos, es aconsejable mantener la superficie contra el secado ya sea impidiendo que la humedad del concreto escape o aplicándole una nueva humedad. El segundo proceso que usualmente es el mas económico, involucra el uso del riego del concreto, cubriendo la superficie con lona o yute lo cual se mantiene húmedo regándolo, o cubriéndolos con bancos de tierra u otros medios.

Se encontró que el concreto se cura a temperaturas cerca de los 3000 F, una temperatura comúnmente usada en la fabricación del concreto de preesfuerzo, alcanza una resistencia en un día equivalente a la resistencia ganada en un periodo

de 30 días bajo condiciones de temperatura normales. Se debe de notar, sin embargo, que a grandes rangos de temperatura la evaporación incrementa, y por lo tanto la cantidad de agua administrada al concreto debe de ser ajustada apropiadamente.

El conocimiento de la cantidad de calor que se libera a medida que el cemento se hidrata puede ser útil para planear la construcción. En invierno, el calor de hidratación ayudara a proteger el concreto contra el daño provocado por temperaturas de congelación. Sin embargo, el calor puede ser en estructuras masivas, tales como presas, porque puede producir esfuerzos indeseables al enfriarse luego de endurecer. El cemento Pórtland tipo 1 desarrolla un poco mas de la mitad de su calor total de hidratación en tres días. El cemento tipo 3, de alta resistencia temprana, libera aproximadamente el mismo porcentaje de su calor en mucho menos de tres días. El cemento tipo 2, un cemento de calor moderado, libera menos calor total que los otros y deben pasar mas de tres días para que se libere únicamente la mitad de ese calor. El uso de cemento tipo 4, cemento Pórtland de bajo calor de hidratación, se debe de tomar en consideración donde sea de importancia fundamental contar con un bajo calor de hidratación.

Es importante conocer la velocidad de reacción entre el cemento y el agua porque la velocidad determina el tiempo de fraguado y el endurecimiento. La reacción inicial debe ser suficientemente lenta para que conceda tiempo al transporte y colocación del concreto. Sin embargo, una vez que el concreto ha sido colocado y terminado, es deseable tener un endurecimiento rápido. El yeso, que es adicionado en el molino de cemento durante la molienda del Clinker, actúa como regulador de la velocidad inicial de hidratación del cemento Pórtland. Otros factores que influyen en la velocidad de hidratación incluyen la finura de molienda, los aditivos, la cantidad de agua adicionada y la temperatura de los materiales en el momento del mezclado.

8.4. Artículos a las cuales se hace referencia.

1. Dowding, C. H. "Blast Vibration Monitoring and Control", 1985, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, p 297.
2. Lutton R. J. "Review and Analysis of Blasting And Vibrations at Bankhead Lock" Technical Report S-76-6, June 1976, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
3. Dick, Richard A., Fletcher, L. R., and D'Andrea, D. V. "Explosives and Blasting Procedures Manual" Information Circular 8925, 1983, U.S. Bureau of Mines, Washington, DC.
4. Gordon F. Revey, "Blasting Improvements P.H. EL CAJÓN Proyect", Technical Report, October 27, 2004, REVEY Associates, Inc.
5. Gordon F. Revey, "Blasting Rock near New Concrete at El Cajón Dam", Technical Report, October 26. 2004, REVEY Associates, Inc.
6. Siskind, D. E., Stagg, M. S., Kopp, J. W., and Dowding, G. H. "Structure Response and Damage Produced by Ground Vibrations for Surface Blasting"

- 1980, Report of Investigation 8507, U.S. Bureau of Mines, Washington, DC.
7. Edwards, A. T., and Northwood, T. D. "Experimental Studies of the Effect of Blasting on Structures" *The Engineer*, Vol 210, September 1960, pp 538-546.
 8. Duvall, W. I., and Fogelson, D. E. "Reviews of Criteria for Estimating Damage to Residences From Blasting Vibrations," 1962, Report of Investigation No 5986, U.S. Bureau of Mines, Washington, DC.
 9. Thoenen, J. R., and Windes, S. L. "Seismic Effects of Quarry Blasting," 1942, Bulletin 442, U.S. Bureau of Mines, Washington, DC.
 10. Langefors, V., Kihlstrom, B., and Westerberg, H. "Grand Vibrations in Blasting" *Water Power*, February 1958.
 11. Northwood, T. D., Crawford, R., and Edwards A. T. "Blasting Vibrations and Building Damage", May 1963, *The Engineer*, Vol 215, No. 5601.
 12. Wiss, J. F., and Nicholls, H. R. "A Study of Damage to Residential Structures From Blast Vibrations," *Special Publication*, American Society of Civil Engineers, 1974, New York, NY.
 13. Crandall, C. F. "Grand Vibrations Due to Blasting and its Effect Upon Structures" *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol 36, No. 2, 1949.
 14. Nichols, H. R., Johnson, C. F., and Duvall, W. I. "Blasting Vibrations and Their Effects on Structures," 1971, Bulletin 656, U.S. Bureau of Mines, Washington, DC.
 15. Goldman, D. E. "A Review of Subjective Responses to Vibrating Motion of the Human Body in the Frequency Range 1 to 70 Cycles Per Second," Report No. 1, Project N.M. 004001, March 1948, Naval Medical Research Institute.
 16. Oriard, L. L. "Blasting Operations in the Urban Environment," *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, Vol IX, No. 1, 1972.
 17. Hendron, A. J., and Dowding, C. H. "Ground and Structure Response Due to Blasting," *Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics*, Denver, CO, 1974, pp 1359-1364.
 18. Hendron, Jr., A. J. "Engineering of Rock Blasting on Civil Projects" pp 242-277, *Structural and Geotechnical Mechanics*, A Volume Honoring Nathan M. Newmark, W. J. Hall, ed. 1977, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 11T
 19. Oriard, L. L., and J. H. Coulson. "TVA Blast Vibration Criteria for Mass Concrete," pp 101-123, Preprint 80-175, *Managing Detrimental Construction Vibrations*, American Society of Civil Engineers, April 1980.
 20. Tart, R. G., Oriard, L. L., and Plump, J. H. "Blast Damage Criteria for a Massive Concrete Structure," pp 125-140, Preprint 80-175, *Minimizing Detriment Construction Vibrations*, American Society of Civil Engineers, April 1980.

21. Atkins, K. D., Jr., and Dixon, D. E. "Concrete Structures and Construction Vibrations," pp 213-247, American Concrete Institute Special Publication SP-60, 1979, ACI, Detroit, MI.
22. Hadala, P. F. Memorandum for Record, "Blasting Vibration Tolerance of Fresh and Aged Concrete," April 1980, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
23. Travis A. Davidsavor GS, Stanley J. Vitton P.E. Ph.D., Jianping Dong Ph.D., "Analysis of blast Damage to Green Concrete: A Dynamic Testing Approach to Field Cured Specimens", 2003, Department of Mathematical Sciences, Michigan Technological University.
24. Curro, J. R., Hadala, P. F., and Landers, G. B. "Seismic Attenuation Tests at the Portsmouth, Ohio, Gaseous Diffusion Add-On Site" MP-S-78-4, April 1978, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
25. Arana, Servando, "Coordinación entre Uso de Explosivos y Coocacion de Concretos o Morteros de Inyeccion, en las Obras Civiles del Proyecto (revisión 1), Oficio CFE MR-75/04, 9 de Junio de 2004.

BIBLIOGRAFÍA.

- *Blasting Vibration Damage and Noise Prediction and Control.* Department of the Army. U.S. Army Corps of Engineers. Engineer Technical Letter 1110-1-142. 1 de Septiembre 1989.
- *Blast Control for the Hydroelectric Project "El Cajón" in the State of Nayarit in Mexico.* Ing. David Yáñez. Constructora El Cajon.
- *Blast vibration monitoring and control.* Charles h. Dowding.
- *Olofsson S., Applied Explosives Technology for Construction and Mining,* Nora Tricker, Sweden, 1988.
- *Procedures and Especifications for Excavation by Controlled Blasting.* A. J. Hendrón, Jr.
- *Estructure Response and Damage produced by Ground Vibration from Surface Mine Blasting.* U. S. Bureau of Mines E. U. A., R. I., 8507/1980.
- *Manual de Diseño de Obras Civiles.* Comisión Federal de Electricidad. Vol B. 3. 7