

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



**“PROPUESTA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
BORDAS UTILIZANDO MEZCLAS DE CONCRETO
COMPACTADO CON RODILLO (CCR)”**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

**ELÍAS EDGARDO LEÓN LÓPEZ
MILTON ROBERTO VARGAS MIRANDA
ROBERTO ALEJANDRO LEÓN FIGUEROA**

DOCENTE ASESOR:

ING. CARLOS OBDULIO GOCHEZ RUIZ

FEBRERO 2015

SANTA ANA EL SALVADOR CENTRO AMÉRICA

AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

VICERRECTORA ACADÉMICA:

MAESTRA ANA MARÍA GLOWER DE ALVARADO.

VICERRECTOR ADMINISTRATIVO:

MAESTRO ÓSCAR NOÉ NAVARRETE

SECRETARIA GENERAL:

DRA. ANA LETICIA ZAVALETA DE AMAYA

DEFENSORA DE LOS DERECHOS UNIVERSITARIOS:

LICDA. CLAUDIA MARÍA MELGAR DE ZAMBRANA

FISCAL GENERAL:

LICDO. FRANCISCO CRUZ LETONA

**AUTORIDADES FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE
OCCIDENTE**

DECANO

DR. RAÚL ERNESTO AZCÚNAGA LÓPEZ

VICEDECANO

ING. WILLIAM VIRGILIO ZAMORA GIRÓN

SECRETARIO

LICDO. VÍCTOR HUGO MERINO QUEZADA

JEFA DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ING. Y MÁSTER SORAYA LISSETTE BARRERA RIVERA

SANTA ANA, FEBRERO DE 2015

TRIBUNAL CALIFICADOR INTEGRADO POR:

ING. CARLOS OBDULIO GÓCHEZ RUIZ

ING. JOEL PANIAGUA TORRES

ING. RAÚL ANTONIO BERMÚDEZ MARTÍNEZ

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a nuestras familias por habernos apoyado a lo largo de todo este proceso, aun cuando más oscuro parecía teñirse el avance de este y la desesperanza aparecía inevitablemente.

A nuestro docente asesor Ing. Carlos Gochez, por su confianza en nosotros pese a los diversos reveses que sufrimos durante el camino.

A nuestros docentes jurados Ing. Joel Paniagua e Ing. Raúl Bermúdez por sus consejos y correcciones oportunas para encaminar el avance del trabajo.

Al personal de la alcaldía de Sonsonate por el interés mostrado en que este estudio se llevara a cabo, y su apoyo en las visitas de campo realizadas.

Al personal del ISCYC, en este contexto al Ing. Jaume Avalos, nuestro docente asesor por su apoyo y conocimiento sin el cual no se hubiera logrado la consecución final; a los técnicos Josué y Víctor, por valioso apoyo en la realización de los ensayos de laboratorio; agradecer especialmente al Técnico Julio Hernández, Jefe de laboratorio, por su disponibilidad a siempre ayudarnos y guiarnos con sus conocimientos a través de los ensayos.

A Rodrigo Arriaza por su acción desinteresada de apoyarnos en la extracción de muestras, apoyo sin el cual no hubiésemos podido lograr tal actividad.

Elías León, Roberto León y Milton Vargas

DEDICATORIA

Le agradezco en primer lugar a Dios por haberme acompañado en cada instante durante mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de debilidad.

A mi madre Gloria López que ha sido el más grande apoyo que he tenido en toda mi vida y quien ha sido mi mayor motivación en todo momento, por enseñarme a nunca rendirme y por inculcarme valores desde pequeño.

A un gran amigo que ha sido como mi padre Miguel Abrego, por haber estado allí apoyándome y motivando mi inteligencia.

A mis hermanos Marvin y Fabiola, por llenar mi vida de alegrías en los momentos que más lo he necesitado, y por brindarme su amor incondicional.

A Carla Carias, por todo su apoyo durante el desarrollo de este trabajo, por haberme tolerado, comprendido y motivado, la amo señorita.

A nuestro docente asesor ingeniero Gochez por todo el acompañamiento y la buena instrucción que nos brindó en todo momento.

A todos mis docentes por haber despertado mi interés por la ingeniería y todos sus ámbitos de aplicación, por brindarme su conocimiento de una manera magnífica, siempre agradecido con todos ustedes.

A toda mi familia que de una u otra manera han contribuido a alcanzar este logro tan importante y significativo en mi vida.

A mis compañeros de trabajo de grado, que se comportaron de la manera más profesional durante el desarrollo de nuestra investigación, ha sido un camino difícil pero al fin lo logramos amigos.

A mis amigos por confiar en mí y siempre estar presto a ayudar en todo momento, les agradezco mucho el apoyo.

Elías León

DEDICATORIA

Dedico este Trabajo de Grado a mi segunda casa, mi Universidad, que tanto amo y respeto.

Agradezco a mi madre, Ryna, y a mi padre, Roberto, que siempre han estado a mi lado apoyándome y respetando cada una de mis decisiones.

A mi abuela Lilian que desde la lejanía siempre ha sido mi apoyo en cada etapa de mi vida, especialmente en mi etapa como futuro profesional.

A mi hermano, Alberto, por ser mi motivo, desde el día que nació, de ser un gran ejemplo para él; y a una persona muy especial en mi vida, Samantha, que siempre, de manera muy especial, apoyó mi proceso como futuro Ingeniero.

A todos mis familiares que de alguna u otra manera han apoyado este proceso de formación.

A mis compañeros de trabajo de grado de los cuales he aprendido el significado de "Trabajo en Equipo".

A mi Docente Director, Ing. Carlos Góchez, por su sabia instrucción en el desarrollo de este trabajo, y por sus consejos que trascendieron en este documento y también trascenderán durante toda mi vida. A mi Docente Asesor, Ing. Jaime Ávalos que oportunamente apoyo este trabajo de grado. Al Ing. Raúl Bermúdez que siempre tuvo la disposición de orientar por el camino correcto este trabajo de grado y al Ing. Joel Paniagua que me apoyó desde la primera clase que entregó en el desarrollo de la carrera; y a todos los Docentes que han aportado a mí formación profesional.

Un agradecimiento muy especial a mi primer Profesor y Maestro de Física, Lic. Jaime Sermeño, quien me motivo a seguir adelante con mis estudios superiores y me mostró el bello camino de las ciencias exactas.

Roberto León

ABREVIATURAS MÁS UTILIZADAS EN ESTE DOCUMENTO:

- **AASHTO:** American Association Of State Highway And Transportation Oficial (Asociación Americana De Autopistas Estatales Y Oficiales De Transporte)
- **ACI:** American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
- **AMSO:** Alcaldía Municipal de Sonsonate
- **ASTM:** American Society of Testing and Materials (Sociedad Americana de Pruebas y Materiales)
- **CBR:** California Bearing Ratio (Relación de Soporte de California)
- **CCR:** Concreto Compactado con Rodillo.
- **DGOA:** Dirección General del Observatorio Ambiental.
- **ICPC:** Instituto del Cemento Portland Colombiano
- **ISCYC:** Instituto Salvadoreño del Cemento y el Concreto
- **MARN:** Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales
- **MOP:** Ministerio de Obras Publicas
- **PCA:** Portland Cement Asociation (Asociación del Cemento Portland)
- **PCA:** Pozo a Cielo Abierto
- **PLAMADUR:** Plan Maestro de Desarrollo Urbano
- **PLANDAHR:** Plan de Desarrollo y Aprovechamiento de los Recursos Hídricos
- **SUCS:** Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- **SNET:** Servicio Nacional de Estudios Territoriales

RESUMEN

El documento que se presenta es una propuesta de solución ante un problema de gran importancia en nuestro país como lo es el desbordamiento de ríos, específicamente en la parte baja del Rio Grande de Sonsonate o Sensunapán, ubicado en el departamento de Sonsonate de la República de El Salvador. Este fenómeno anualmente cobra la vida de muchas personas y arrasa con cultivos, viviendas e infraestructura pública.

El concreto compactado con rodillo o CCR, como se le nombrara a lo largo del documento, más que un nuevo material de construcción es una técnica novedosa en nuestro país, compuesta por la misma materia prima que un concreto convencional, arena, grava, cemento y agua, pero con valores de 75 u 80 % de agregado con cantidades mínimas de cementante, comparado con un concreto convencional.

El rio Sensunapán pertenece a la Región Hidrográfica D “Sonsonate-Banderas”, de la cual cerca del 40 % de su extensión territorial es utilizada para la plantación de café, se extiende desde el norte de las alturas del complejo volcánico Apanéca-Illamatepec, hasta Acajutla por 221.5 Km², con un perímetro de 106.24 Km y una longitud de aproximadamente de 34 Km, en la cuenca se presentan temperaturas que varían desde los 22 grados centígrados en las zonas altas hasta los 31 grados centígrados en las zonas costeras. El registro más alto alcanzado en el rio Sensunapán se reportó durante la tormenta tropical 12-E en la que se registró un caudal máximo instantáneo de **1,206 m³/s** alcanzando niveles máximos de desbordamientos que se calcularon hasta los **6 metros** en las zonas más afectadas.

Se realizaron estudios de campo para conocer a fondo los daños causados por el desbordamiento de los ríos en el municipio de Sonsonate, y consultando a los habitantes de las comunidades afectadas, los cuales entregaron información valiosa para ampliar el criterio con el que se partirá en el pre-diseño del proyecto. Además se visitó la zona para investigar el tipo de suelo, litología y estratigrafía mediante prácticas de laboratorio in situ y

extracción de muestras de suelo del lugar que fueron analizadas posteriormente en Laboratorio. Encontrando en la mayoría de los casos material denominado Arena Limosa y Limos Orgánicos.

Se realizó una caracterización de los materiales que compondrán el CCR, específicamente los agregados pétreos, para obtener, por medio de estos parámetros, una mezcla de concreto económica y de calidad. Obtenidas estas propiedades se procedió a realizar la mezcla en laboratorio y aplicarle el tratamiento de vibrado, simulando así las condiciones que se le darán en campo. Para obtener un parámetro de calidad de la mezcla se moldearon y curaron cilindros de concreto para evaluar el esfuerzo a compresión de estos especímenes obteniendo un resultado máximo a los 28 días de **420 kg/cm²**. El diseño propuesto es a base de **7.1 bolsas de cemento** por cada metro cubico de concreto lo que representa una disminución considerable con respecto a concretos convencionales que utilizan entre 11 y 12 bolsas de cemento, lo que vuelve a la mezcla muy seca y poco trabajable por lo cual es necesaria la aplicación de maquinaria especial como un rodillo vibratorio para ejercer suficiente energía de compactación para alcanzar las resistencias requeridas que en el CCR son sumamente altas contrario a lo que se podría suponer en función de la cantidad de cemento que contiene.

Se ha diseñado un sistema de bordas de 600 metros de longitud que cubre la mayor parte de la comunidad “La Vega del Sensunapán 3”, una de las comunidades más afectadas por el desbordamiento del municipio de Sonsonate, con el objeto de garantizar su seguridad, y disminuir la vulnerabilidad de la zona. Las bordas propuestas son estructuras que basan su estabilidad en su propio peso es decir muros de gravedad, utilizando un material nuevo en el mercado salvadoreño, no por su composición sino por la técnica de colocación, compactación y diseño, concreto compactado con rodillo.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: GENERALIDADES	20
1.1 INTRODUCCIÓN	21
1.2 ANTECEDENTES	22
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	23
1.4 OBJETIVOS	24
1.4.1 Objetivo General.....	24
1.4.2 Objetivos Específicos	24
1.5 JUSTIFICACIÓN	25
1.6 ALCANCES	27
1.7 LIMITANTES	28
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	29
2.1 HIDROLOGÍA	30
2.1.1 CONCEPTO	30
2.1.2 LA CUENCA.....	30
2.1.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA.....	30
2.1.3 ESCORRENTÍA.....	32
2.2 SUELOS	33
2.2.1 CONCEPTO	33
2.2.2 TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS	33
2.2.3 GRANULOMETRÍA	33
2.2.3.1 PLASTICIDAD	34
2.2.3.2 LÍMITES DE ATTERBERG	34
2.2.3.2.1 LÍMITE LÍQUIDO (LL).....	34
2.2.3.2.2 LÍMITE PLÁSTICO (LP).....	35
2.2.3.2.3 ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)	35
2.2.4 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS	35
2.2.4.1 CLASIFICACIÓN AASHTO.....	35
2.2.4.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)	36
2.3 CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO	37
2.3.1 COMPONENTES DEL CCR	37
2.3.1.1 CEMENTO.....	37
2.3.1.2 AGREGADOS.....	37
2.3.2 PROPIEDADES DEL CCR	37

2.3.2.1	PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO	37
2.3.2.1.1	CONSISTENCIA	38
2.3.2.1.2	TRABAJABILIDAD.....	38
2.3.2.1.3	TEMPERATURA	38
2.3.2.2	PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO.....	38
2.3.2.2.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	39
2.3.2.2.2	PERMEABILIDAD	39
2.3.2.2.3	DURABILIDAD.....	39
2.3.2.2.4	PESO UNITARIO.....	39
2.4	PROCESO CONSTRUCTIVO DEL CCR:.....	40
2.4.1	MEZCLADO Y TRANSPORTE DEL CCR:	40
2.4.1.1	MEZCLADORA TIPO TAMBOR (CONCRETERA)	40
2.4.1.2	CAMIÓN MEZCLADOR DE CONCRETO:.....	40
2.4.1.3	PLANTA MEZCLADORA DE CONCRETO.....	41
2.4.2	COLOCADO Y COMPACTADO DE CCR:	42
2.4.2.1	ALGUNAS CONSIDERACIONES:.....	43
2.4.2.2	PRODUCTIVIDAD DE RODILLO VIBRATORIO:	43
2.4.3	CURADO DEL CCR:.....	43
2.4.4	SUPERVISIÓN DEL CCR EN OBRA:	44
2.5	MUROS DE CONTENCIÓN	45
2.5.1	TIPOS DE EMPUJES EN MUROS DE CONTENCIÓN	45
2.5.1.1	EMPUJE ACTIVO O PRESIÓN ACTIVA (PA)	45
2.5.1.2	EMPUJE PASIVO O PRESIÓN PASIVA (PP).....	45
2.5.1.3	PRESIÓN HIDROSTÁTICA	45
2.5.2	DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD	46
2.5.2.1	SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO	46
2.5.2.2	SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO	46
2.5.2.3	COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL (N) Y DE LAS PRESIONES EN EL TERRENO.....	47
CAPÍTULO III: HIDROLOGÍA DE LA ZONA.....		49
3.1	REGIÓN HIDROGRÁFICA “D” SONSONATE-BANDERAS.....	50
3.1.1	HIDROGRAFÍA GENERAL	51
3.1.2	GEOMORFOLOGÍA	51
3.1.3	CLIMA.....	52
3.2	CUENCA RIO SENSUNAPÁN.....	53
3.2.1	GEOLOGÍA	55
3.2.2	USO DE TIERRA	56
3.3	DESCRIPCIÓN HIDROLÓGICA.....	57
3.3.1	LLUVIA MÁXIMA E HIDROGRAMAS	57
3.3.1.1	HIETOGRAMAS.....	57

3.3.2	DE HIETOGRAMAS A HIDROGRAMAS	59
3.3.3	RESULTADOS MODELACIÓN TORMENTA 12-E	59
3.3.4	CAUDALES MÁXIMOS ESTIMADOS	59
3.3.5	MODELACIÓN HIDRÁULICA	60
3.3.6	REGISTRO DE DESBORDAMIENTOS.....	61

CAPÍTULO IV: ACTIVIDAD DE CAMPO 63

4.1	INSPECCIÓN PRELIMINAR A ZONAS PLANTEADAS	64
4.1.1	COMUNIDAD BENDICIÓN DE DIOS, RÍO JULUPE.....	64
4.1.1.1	CARACTERÍSTICAS DE LA COMUNIDAD:.....	64
4.1.1.2	VALORACIÓN PARA LA INVESTIGACIÓN.....	64
4.1.2	COMUNIDAD LUCES DEL RÍO	66
4.1.2.1	CARACTERÍSTICAS DE LA COMUNIDAD:.....	66
4.1.2.2	VALORACIÓN PARA LA INVESTIGACIÓN.....	66
4.1.3	COMUNIDAD LA VEGA DEL SENSUNAPÁN.....	68
4.1.3.1	CARACTERÍSTICAS DE LA COMUNIDAD.....	68
4.1.3.2	VALORACIÓN PARA LA INVESTIGACIÓN.....	68
4.2	RECONOCIMIENTO DETALLADO DE LA ZONA Y UBICACIÓN TENTATIVA DE POZOS A CIELO ABIERTO.....	70
4.2.1.1	PLANIFICACIÓN DE LA VISITA	70
4.2.1.2	COLOCACIÓN DE TESTIGOS.....	71
4.3	EXTRACCIÓN DE MUESTRAS (POZOS A CIELO ABIERTO).....	72
4.3.1	UBICACIÓN 1, POZO A CIELO ABIERTO 1	73
4.3.2	UBICACIÓN 3, POZO CIELO ABIERTO 2	74
4.4	INSPECCIÓN DEL MATERIAL EN LABORATORIO.....	75

CAPÍTULO V: TRABAJO DE LABORATORIO..... 76

5.1	ENSAYO DE SUELOS.....	77
5.1.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (AASHTO T-27/ASTM D-422).....	78
5.1.2	LIMITE LÍQUIDO (AASHTO T-89)	78
5.1.3	LIMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD (AASHTO T-90).....	79
5.1.4	HUMEDAD DE COMPACTACIÓN PROCTOR (AASHTO T-180).....	80
5.1.5	RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR POR SUS SIGLAS EN INGLES) (AASHTO T-193) ..	81
5.2	ENSAYOS A AGREGADOS PARA CCR.....	83
5.2.1	MUESTREO DE AGREGADOS (ASTM D-75).....	83
5.2.2	REDUCCIÓN DE MUESTRA A TAMAÑO DE ENSAYO (ASTM C-702).....	83
5.2.3	ANÁLISIS POR TAMIZADO DE AGREGADOS (ASTM C-136)	84
5.2.4	GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN (ASTM C-127 Y C-128).....	84
5.2.5	PESO VOLUMÉTRICO Y CONTENIDO DE VACIOS (ASTM C-29).....	85

5.3	DISEÑO Y ELABORACIÓN DE MEZCLA.....	86
5.3.1	DISEÑO DE MEZCLA	86
5.3.1.1	SELECCIÓN DE LA CONSISTENCIA.....	87
5.3.1.2	SELECCIÓN DEL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO	87
5.3.1.3	DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO (F'CR).....	87
5.3.1.4	SELECCIÓN DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO (A/C)	88
5.3.1.5	CÁLCULO DE LA CANTIDAD APROXIMADA DE AGUA DE MEZCLA	89
5.3.1.6	CALCULO DE LA CANTIDAD DE CEMENTO	90
5.3.1.7	SELECCIÓN DE LA CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO	90
5.3.1.8	CALCULO DE LA CANTIDAD DE AGREGADO FINO	91
5.3.1.9	CORRECCIONES POR HUMEDAD	93
5.3.2	ELABORACIÓN DE MEZCLA	93
5.3.3	ELABORACIÓN DE CILINDROS USANDO ROTOMARTILLO	95
5.4	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (ASTM C-39).....	96
 CAPÍTULO VI: DISEÑO DE BORDAS.....		98
6.1	PRE DIMENSIONAMIENTO DE BORDA	99
6.2	PARÁMETROS DE DISEÑO	101
6.2.1	CORRELACIÓN DE CBR A CAPACIDAD SOPORTANTE.	101
6.2.2	CALCULO DE PRESIÓN ACTIVA (HIDRÁULICA).....	102
6.2.3	CÁLCULO DE LA PRESIÓN PASIVA	103
6.3	SEGURIDAD AL VOLTEO	104
6.3.1	MOMENTO DE VOLTEO (MV)	104
6.3.2	MOMENTO RESISTENTE (MR.).....	104
6.3.3	FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)	105
6.4	SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO	106
6.4.1	PRESIÓN ACTIVA EJERCIDA POR EL AGUA.	106
6.4.2	FUERZA DE FRICCIÓN.....	106
6.4.3	FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.....	106
6.5	DISEÑO POR CORTANTE	107
6.5.1	RESISTENCIA AL CORTANTE LONGITUDINAL	107
6.5.2	RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL.....	108
6.6	DISEÑO DE JUNTAS DE COMPRESIÓN Y EXPANSIÓN	109
6.6.1	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	109
6.6.2	IMPERMEABILIZACIÓN DE JUNTAS	110
6.7	COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL Y DE LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO.....	111
6.7.1	PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL.	111
6.7.2	COMPROBACIÓN DE LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO.....	111

6.8	MEJORAMIENTO DE CIMENTACIÓN DE BORDA	113
6.8.1	DISEÑO DEL SUELO CEMENTO	113
6.9	EVALUACIÓN DE ANCLAJE DE TALUD (MÉTODO SUECO).....	116
6.10	PROPUESTA DE CONSTRUCCIÓN DE BORDAS DE CCR:	119
6.10.1	ETAPA I. TERRACERÍA:	119
6.10.2	ETAPA II. COLADO Y COMPACTADO DE CCR:	119
6.10.3	ETAPA III. CURADO DE CCR:.....	119
6.10.4	ETAPA IV. CONTROL DE CALIDAD DE CCR:	120
6.11	ANÁLISIS DE COSTOS	121
 CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		122
7.1	CONCLUSIONES	123
7.2	RECOMENDACIONES	126
7.2.1	RECOMENDACIONES PARA TRABAJO EN LABORATORIO	127
 BIBLIOGRAFÍA		128
 ANEXOS		130

ÍNDICE DE TABLAS

CAPÍTULO III: HIDROLOGÍA DE LA ZONA

Tabla 3. 1 Uso de Suelo en la Cuenca del Rio Sensunapán. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	56
Tabla 3. 2 Precipitación Máxima Areal para Duración: 2h y Diferentes Periodos de Retorno (mm). . Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	58
Tabla 3. 3 Hietograma de Diseño para Lluvias de Duración: 2h y Periodo de Retorno: 100 Años. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	58
Tabla 3. 4 Caudales Máximos para Diferentes Periodos de Retorno y Duración de Lluvia: 2h. (m^3/s) Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	60
Tabla 3. 5 Caudales Máximos para Diferentes Periodos de Retorno y Duración de Lluvia: 24h. (m^3/s) Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	60
Tabla 3. 6 Resultados de la Modelación Hidráulica. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	61
Tabla 3. 7 Eventos Históricos de Inundaciones en el Rio Sensunapán. Fuente: Plan Municipal de Gestión de Riesgos, Sonsonate, 2012.	62

CAPÍTULO V: TRABAJO DE LABORATORIO

Tabla 5. 1 Métodos Para Realizar la Compactación Proctor. Fuente: Norma AASHTO T-180.....	80
Tabla 5. 2 Tabla Resumen de datos necesarios para Diseño de Mezcla. Fuente: Propia	86
Tabla 5. 3 Medidas de Consistencia para Revenimiento y Aparato VeBe. Fuente: ACI 211.3.....	87
Tabla 5. 4 Cantidades Requeridas para 1 metro cubico de CCR. Fuente: Propia.	91
Tabla 5. 5 Corrección por Humedad en Proporciones de Mezcla. Fuente: Propia.	93
Tabla 5. 6 Proporcionamiento Corregido para 1 metro cubico y 20 L de CCR. Fuente: Propia... ..	93
Tabla 5. 7 Resumen de resultados de ensayo a compresión. Fuente: Propia.	97

CAPÍTULO VI: DISEÑO DE BORDAS

Tabla 6. 1 Resumen de Datos útiles para Diseño.....	102
Tabla 6. 2 Calculo de Momento Resistente en base a su descomposición.....	105
Tabla 6. 3 Requerimientos de cemento para varios tipos de suelo. Fuente: ACI 230.1	114
Tabla 6. 4 Resumen de fuerzas y cálculo e Fr y Fa.	118
Tabla 6. 5 Equipo de Compactación Recomendado. Fuente: www.cat.com; wacker.com.	120
Tabla 6. 6 Presupuesto de Construcción de Borda Propuesta. Fuente: Propia.	121

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Figura 2. 1 Estructura de la Cuenca. Fuente: Handbook of Applied Hydrology, (Chow, 1964) ...	30
Figura 2. 2 Sección Transversal de un Cauce. Fuente www.escolar.com	31
Figura 2. 3 Hidrograma Anual. Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie. (Aparicio, 1989)	32
Figura 2. 4 Curva Granulométrica de un Suelo AASHTO A-1-a.	34
Figura 2. 5 Carta de Plasticidad de Casagrande.	36
Figura 2. 6 Mezclador Tipo Tambor (a) y Camión Mezclador (b) Fuente: www.equimaco.com .	40
Figura 2. 7 Planta Mezcladora. Fuente: www.rollercompacted.org	41
Figura 2. 8 Diversos Métodos de Transporte y Distribución de CCR	42
Figura 2. 9 Diferente Equipos de Compactación. Fuentes: cat.com ; wacker.com ; bomag.com .	43
Figura 2. 10 Componentes que Inducen Volteo.	46
Figura 2. 11 Fuerzas que Producen Deslizamiento.	47
Figura 2. 12 Ubicación del Tercio Medio en un Muro.....	47
Figura 2. 13 Posición de la Fuerza Normal respecto a la Excentricidad.....	48
Figura 2. 14 Distribución de los Esfuerzos en el Suelo.....	48

CAPÍTULO III: HIDROLOGÍA DE LA ZONA.

Figura 3. 1 Ubicación de la Región Sonsonate-Banderas. Fuente SNET-MARN, 2007.....	50
Figura 3. 2 Temperaturas Promedio para la Región Sonsonate-Banderas. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	52
Figura 3. 3 Cuenca del Río Sensunapán. Fuente: cartografia.mag.gob.sv	53
Figura 3. 4 Perfil Topográfico del Cauce del Río Grande de Sonsonate. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	54
Figura 3. 5 Geología de Cuenca Hidrográfica Grande de Sonsonate. Fuente: cartografia.mag.gob.sv	55
Figura 3. 6 Distribución Temporal Promedio de Lluvias en El Salvador. . Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	58
Figura 3. 7 Hidrograma del Río Sensunapán durante la Depresión Tropical 12-E. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	59
Figura 3. 8 Ejemplo de sección Transversal del Río Sensunapán en Modelaje. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.	60

CAPÍTULO IV: ACTIVIDAD DE CAMPO

Figura 4. 1 Acceso a la Comunidad Bendición de Dios. Fuente: Propia.....	65
Figura 4. 2 Vista de la Margen Sur del Rio Julupe. Fuente: Propia.	65
Figura 4. 3 Vista de la Comunidad Luces del Río. Fuente: Propia.	66
Figura 4. 4 Muro Pantalla Construido en la Comunidad Luces del Rio. Fuente: Propia.	67
Figura 4. 5 Muro Construido en la comunidad El Palmar. Fuente: Propia.....	67
Figura 4. 6 Fotografía Tomada desde una vivienda que muestra la cercanía del rio. Fuente: Propia.	68
Figura 4. 7 Vista del Cauce del Rio en Comunidad Vega del Sensunapán. Fuente: Propia.....	69
Figura 4. 8 Material Rocoso en las Riberas del Rio Sensunapán. Fuente: Propia.	69
Figura 4. 9 Ubicación y Cadenamiento en Comunidad Vega del Sensunapán. Fuente: Google Earth.....	70
Figura 4. 10 Testigo colocado en la estación 0+300. Fuente: Propia.....	71
Figura 4. 11 Localización de Ubicaciones Tentativas y Pozos excavados. Fuente: Google Earth.	72
Figura 4. 12 Vista del PCA 1. Fuente: Propia.....	73
Figura 4. 13 Vista del PCA 2. Fuente: Propia.....	74

CAPÍTULO V: TRABAJO DE LABORATORIO.

Figura 5. 1 Diferentes Equipos para Ensayos en Laboratorio. Fuente: www.soiltestlab.com	77
Figura 5. 2 Tamizador Mecánico. Fuente: Propia.	78
Figura 5. 3 Copa de Casagrande, Ranurador de Muestra y Muestra Ranurada. Fuente: Propia.	79
Figura 5. 4 Hechura de Rollitos Para Límite Plástico. Fuente: www.soiltestlab.com	79
Figura 5. 5 Izquierda a Derecha: Base, Molde Proctor, Collarín y Martillo de 4.54 kg. Fuente: Propia.....	80
Figura 5. 6 Molde con espécimen para CBR ya compactado, previo a su Saturación. Fuente: Propia.....	81
Figura 5. 7 Espécimen para CBR en saturación junto con cilindros en curado. Fuente: Propia. .	82
Figura 5. 8 Máquina de Penetración de CBR y espécimen en ensayo. Fuente: Propia.	82
Figura 5. 9 Procedimiento para Cuarteo Manual. Fuente: Norma ASTM C-702.....	83
Figura 5. 10 Picnómetro(a) y Canastilla (b). Fuente: www.soiltestlab.com	85
Figura 5. 11 Recipiente para la Prueba de Peso Volumétrico y Muestra de Ensayo. Fuente: Propia.....	85
Figura 5. 12 Relaciones entre la Resistencia Requerida f'_{cr} y la resistencia especificada f'_c para diferentes coeficientes de variación y probabilidades de caer bajo la resistencia especificada, Obtenida del ACI 214R-02 Sección 4.3.....	88
Figura 5. 13 Relaciones Agua-Cemento para distintas resistencias a Compresión. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 3.4.....	89
Figura 5. 14 Aire Atrapado en Concreto. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 2.3.	89

Figura 5. 15 Cantidad de Agua de Mezcla Necesaria Segun Consistencia y Tamaño Maximo de Agregado. Fuente ACI 211.3R-02 Seccion 2.3.....	90
Figura 5. 16 Volumen de Grava por Unidad de Volumen de Concreto de Consistencia Plástica. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 3.5	92
Figura 5. 17 Factores de Corrección de Volumen de Grava para Concretos de Diferentes Consistencias. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 3.5	92
Figura 5. 18 Consistencia del CCR elaborado. Fuente: Propia.	94
Figura 5. 19 Elaboración de Cilindros de CCR y Rotomartillo (HILTI TE-804). Fuente: Propia.	95
Figura 5. 20 Maquina de Ensayo a Compresión y Espécimen Ensayados. Fuente: Propia.	96

CAPÍTULO VI: DISEÑO DE BORDAS

Figura 6. 1 Dimensiones de Iniciales. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones... 99	99
Figura 6. 2 Dimensiones de Muro en Base a Factibilidad Constructiva.	100
Figura 6. 3 Medidas Adoptadas para el Pre dimensionamiento de la Borda. Fuente: Propia... 100	100
Figura 6. 4 Relación entre el SPT "N", N_q , N_v y Φ . Fuente: Foundation Engineering.(Peck, Hanson, & Thornburn, Foundation Engineering, 1974).....	102
Figura 6. 5 Fuerzas que Generan Momento sobre la Borda	104
Figura 6. 6 Descomposición de la sección para mejor manejo del cálculo del MR.	105
Figura 6. 7 Detalle de distribución de Juntas. Fuente: Propia.	110
Figura 6. 8 Detalle de Sellado de Junta. Fuente: www.seka.com.	110
Figura 6. 9 Ubicación de la Fuerza Normal.	111
Figura 6. 10 Distribución de Presiones sobre el Terreno.	112
Figura 6. 11 Estructura de Cimentación Propuesta.	113
Figura 6. 12 Curva Densidad-Humedad Típica. Fuente: ACI 230.1 R-09.....	114
Figura 6. 13 Relación entre Contenidos de Cemento y Resistencia a la Compresion Para Mezclas de Suelo-Cemento. Fuente: ACI 230.1 R-09	115
Figura 6. 14 Análisis de Dovelas.....	116
Figura 6. 15 Fuerzas actuantes y resistentes sobre cada dovela.....	117

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El Salvador, un país tropical que enfrenta al año dos estaciones, seca y lluviosa, cada una con sus particularidades, en la estación seca el calor, y en la estación lluviosa, la vulnerabilidad del país ante fenómenos meteorológicos de duración y magnitud irregular, agregado a esto se encuentra uno de los peores escenarios en temas de vulnerabilidad, la mala distribución urbana producto de la pobreza que obliga a muchas familias a ubicarse en zonas de alto riesgo.

El trabajo de grado denominado “Propuesta de Diseño de Bordas Utilizando Mezclas de Concreto Compactado con Rodillo en Comunidad La Vega del Sensunapán, departamento de Sonsonate, municipio de Sonsonate” busca disminuir los efectos de este segundo escenario, específicamente los efectos de este en una zona particularmente golpeada, las riberas del río Sensunapán en el departamento de Sonsonate. El problema que se enfrenta es de naturaleza doble, por un lado, proponer un sistema constructivo que resguarde la integridad de las personas que habitan en esta región del país y por un lado más técnico, recomendar la implementación de una tecnología de concreto cuya efectividad para este fin ha sido ampliamente probada a nivel internacional, pero no ha tenido mayor uso en nuestro país.

En el documento se muestra de manera más detallada cuál es el problema que la investigación aborda y lo que esto implica, se enuncian los objetivos que orientarán la investigación en la dirección trazada, se muestran los argumentos, que ha criterio del grupo, justifican el porqué es necesaria la realización de este proceso de investigación, se exponen los elementos que se han supuesto para las etapas de trabajo en laboratorio, y el proceso de diseño de las borda.

Este estudio combina dos elementos de la vida profesional que no se deben olvidar, primero: un fuerte respeto y reconocimiento por la realidad del país en el que como humanos nos desarrollamos, y segundo, la necesidad continúa por innovar y obtener los mejores métodos para los mejores resultados.

1.2 ANTECEDENTES

El Salvador, país que posee dos estaciones meteorológicas a lo largo del año, seca y lluviosa, es durante esta última que el país se enfrenta el fenómeno que da origen a este trabajo de grado, las torrenciales cantidades de lluvia en magnitudes irregulares crea el problema de crecidas de ríos, quebradas, desbordes y la devastación que esto trae consigo.

Dentro de las muchas zonas en el país en donde esto sucede una y otra vez hay una a la que poca atención se le ha dado, es el área del río grande de Sonsonate o Sensunapán, río que en su cuenca baja presenta recurrentes desbordamiento debido a lo llana y falta de barreras que es, así año con año, y aun mas en eventos extraordinarios las personas que viven en sus riveras se ven expuestas a la pérdida de sus pertenencias y el riesgo para su vida.

Para el control de estas inundaciones se plantea el uso de CCR (Concreto Compactado con Rodillo), técnica desarrollada en la década de los 70's. El primer uso exitoso de esta tecnología fue en el año de 1974. La reparación del túnel de toma del dique de Tarbela¹ probó que el material presentaba una resistencia y durabilidad adecuada. La colocación máxima de 18,000 m³ de CCR en un solo día fue evidencia clara del potencial de este nuevo método de construcción.(Malhatora, 1980) Desde esa etapa inicial el CCR ha evolucionado, su uso ha sido popularizado y diversificado tanto así que sus dos usos más comunes en la actualidad son en la construcción de presas y pavimentos.

En El Salvador el uso de CCR ha sido más común en pavimentos, siendo el proyecto más emblemático el Proyecto carretero San Martín-San Rafael Cedros. El proyecto más representativo de uso de CCR en presas en el país es la central hidroeléctrica el Chaparral, actualmente con sus actividades constructivas en pausa.

¹ Ubicado en Pakistán, sobre el río Hindús.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las continuas crecidas de ríos y quebradas son un problema que el país afronta cada estación lluviosa y que continuamente acaba con recursos como cultivos, infraestructura, etc., esto sin mencionar el costo en vidas humanas que desgraciadamente se presenta con regularidad.

El presente trabajo de grado propondrá una alternativa que ayude a que las embestidas generadas por la combinación de fenómenos antropogénicos y naturales se vean reducidas y así disminuir el riesgo en el cual estas familias y sus recursos económico-productivos viven cada vez que la lluvia cae.

Los elementos que el estudio y proceso de diseño tendrán son: en primer lugar una caracterización hidrológica de la zona que permita seleccionar las mejores zonas para el estudio y obtener los primeros datos de interés para el diseño de bordas; luego las visitas a la zona afectada por este fenómeno, recabar las muestras de suelo para luego ser ensayadas bajo las normativas AASHTO² y realizar las observaciones pertinentes en cuanto a las condiciones físicas de la zona de ubicación de la borda.

Con estos datos se procederá a la siguiente etapa la cual consiste en diseñar las estructuras de las bordas considerando que su comportamiento será el de un muro de gravedad, se buscare lograr que la estructura sea lo más estable posible para soportar las cargas del agua, viento, lodo, entre otras. Además se diseñará y dosificará el concreto a ser utilizado en la propuesta de construcción de la obra, se prevé que estos diseños sean realizados siguiendo la metodología propuesta por el ACI³ (Edición 2011). Así mismo para comprobar que los diseños de mezcla sean correctos en su resistencia, se elaborara un número de probetas, siguiendo la dosificación plasmada en los diseños, estas serán elaboradas y ensayadas siguiendo las directrices dadas por las normas ASTM⁴.

² American Association of State Highway and Transportation Officials.

³ American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)

⁴ American Society for Testing and Materials.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

- Diseñar un sistema de bordas a ser construidas usando la tecnología del Concreto Compactado con Rodillo.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Realizar una caracterización hidrológica de la zona.
- Seleccionar, en base a la hidrología de la zona, la mejor zona para el estudio.
- Evaluar las condiciones del lugar de construcción de las bordas.
- Recolectar y Ensayar las muestras de suelo requeridas.
- Diseñar las mezclas de CCR a ser usadas en las bordas

1.5 JUSTIFICACIÓN

Se lee en la Constitución de la República de El Salvador en su artículo segundo: *“Toda persona tiene derecho a la vida, a la integridad física y moral, a la libertad, a la seguridad, al trabajo, a la propiedad y posesión, y a ser protegida en la conservación y defensa de los mismos.”*(El Salvador, 1982) Este principio fundamental que guía la existencia de la nación es una realidad que no parece tangible para grandes sectores de la población, siendo uno de estos los pobladores de las zonas marginales a orillas del río Sensunapán, estas personas ven su paz, integridad física, propiedades y posesiones comprometidas cada vez que la época lluviosa llega a nuestro país, más aun cuando fenómenos meteorológicos imprevisibles y anormalmente fuertes inundan los suelos de la zona, es esta una de las razones para realizar un trabajo de grado en este sector, aportando una alternativa con un método de construcción que ha demostrado su calidad y resistencia ante este tipo de eventos, como lo es el CCR.

El tema de las bordas es algo que se viene implementando desde hace varios años, y ha sido tema de discusión desde fenómenos como la tormenta 12-E. Bordas de otro tipo se han construido, pero han sido insuficientes, el CCR es un material de alta resistencia, de construcción rápida, y que además ayuda a reducir los costos de un material de precios elevados como lo es el concreto a base de cemento Portland, son datos como estos lo que justifican el proponer esta tecnología para construir las estructuras que tan necesarias se hacen. Aparte del uso del CCR en el dique de la central hidroeléctrica El Chaparral y otros proyectos carreteros, es mínimo el uso que se le ha dado a esta técnica. Con esta propuesta de uso de CCR para las bordas se espera hacer más atractivo este método de construcción para que las instituciones competentes lo tomen en cuenta al momento de formular proyectos. La misma selección de la tecnología de construcción trae ventajas sobre los métodos convencionales de construcción de bordas en el país los cuales son la conformación con materiales no cohesivos, en primer lugar ofrece la ventaja de un menor impacto

ambiental, esto por la menor cantidad de materiales requerida, que conlleva una disminución en los problemas de tráfico, producción de polvo y cicatrices⁵ en las zonas de préstamo(Jofré, 2003).

Debido al método de construcción, los diques de CCR ofrecen una metodología de construcción más rápida y con menores costos. Muchos métodos han sido usados para reducir los problemas asociados con los CCR, lo que permite competencia con los métodos tradicionales.(Hansen, 1994).

⁵ Marcas dejadas en la superficie de la tierra producto de bancos préstamo o zonas de extracción de materiales producto de actividades de minería a cielo abierto.

1.6 ALCANCES

El trabajo de grado busca proveer una alternativa que mejore los métodos de diseño de las bordas que sirvan para protección de los pobladores de las riberas del río Sensunapán, y brindar una solución que permita aplicar conocimientos teóricos y prácticos de experiencias en el país en materia del CCR, si bien a nivel nacional la aplicación de esta tecnología en bordas, diques y demás estructuras de contención no ha sido muy amplia, hay mucha experiencia, proyectos e información sobre obras de este tipo en otros países.

El proceso se enfocara principalmente en aspectos teóricos, el llevar a la práctica o la construcción alguno de los elementos diseñados es algo que el grupo plantea como una imposibilidad, esto debido principalmente a los recursos económicos al respecto.

La zona de interés, El río Sensunapán en su cuenca baja, ocupa vastas extensiones del departamento de Sonsonate, y se extiende por 22 km desde la ciudad de Sonsonate hasta el Océano Pacífico en su sentido Norte-Sur, por tanto la investigación no abarcará diseños para toda el área de riesgo, por no contar con el tiempo o recursos para un proyecto de tal magnitud; se seleccionara un área específica en donde se trabajara en el diseño de las bordas; en esta zona seleccionada se realizaran visitas de campo y se observaran las condiciones del relieve, este trabajo de grado no incluirá un costeo o levantamientos topográficos detallados a menos que se cuenten con las condiciones necesarias para tal actividad. Sin embargo, se hará un reconocimiento del suelo del lugar, se tomaran muestras las cuales se analizaran en laboratorio para efecto de cálculo de capacidad soportante. Usando la información recabada en campo y de bibliografía; alturas máximas de agua, características de suelo, topografía, obras preexistentes, entre otras, se procederá al diseño de las bordas, distribución, altura, ancho, largo, metodología sugerida de construcción, etc. Se contempla así mismo el diseño de las mezclas de CCR a ser usadas, esto para generar una alternativa completa que pueda ser tomada en cuenta por las instituciones pertinentes.

1.7 LIMITANTES

- No se realizaran pruebas SPT⁶ en la zona esto debido a la falta del equipo necesario para esta actividad, sin embargo, los datos requeridos de esta prueba se correlacionaran de los datos de CBR ⁷ un procedimiento que es admitido.
- No se realizara un análisis hidrológico de la cuenca del Sensunapán, la obtención de los datos hidrológicos para el diseño se dejara a nivel teórico esto debido a que existe bibliografía reciente y confiable sobre las inundaciones en la zona por parte de instituciones como el CNR⁸ y la DGOA⁹.
- No se ejecutara ninguna obra física en la zona como parte de este proceso de grado.
- La selección de la ubicación mas tentativa estará en función de que las condiciones de acceso sean lo mas idóneas posible para el acceso de maquinaria y equipo; además que en esta ubicación la situación de riesgo sea de alta relevancia y la propuesta pueda tener la máxima recepción.
- El diseño de la borda se realizara para aplicarlo a un tramo de 600 metros paralelos a la comunidad la “vega de Sensunapán 3”, la aplicación en otra zona implicaría nuevos estudios de suelo y de accesibilidad de maquinaria.

⁶ Standard Penetration Testing

⁷ California Bearing Ratio.

⁸ Centro Nacional de Registros

⁹ Dirección General del Observatorio Ambiental, antes Servicio Nacional de Estudios Territoriales

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 HIDROLOGÍA

2.1.1 CONCEPTO

Es la ciencia que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos (Chow, 1964).

2.1.2 LA CUENCA

La cuenca es la unidad básica de estudio de la hidrología, esta es la zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen y tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

Es común encontrar también el concepto de *región hidrográfica*, esta es la superficie de territorio que puede contener una o varias cuencas con características físicas y geográficas semejantes.

Desde el punto de vista de su salida, existen dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas, En las primeras el punto de salida esta dentro de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

2.1.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

El *parteaguas* es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las vecinas.

El *área* de la cuenca es la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas.

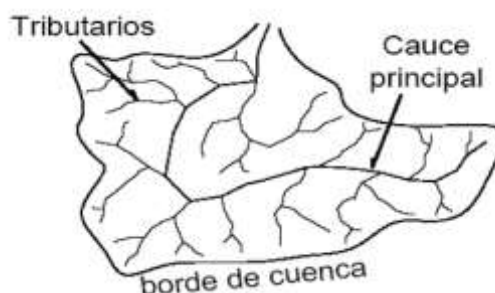


Figura 2. 1 Estructura de la Cuenca. Fuente: Handbook of Applied Hydrology, (Chow, 1964)

La *corriente principal* o cauce de la cuenca, es el flujo de agua que pasa por la salida de la misma, esta definición aplica solamente a cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene solo una corriente principal. Dentro del corte transversal de todo cauce se logran divisar varios elementos: la *margen* es definida por la altura máxima extraordinaria que alcanza el río durante un evento, y la *ribera* es la zona entre el margen y el nivel de aguas en época de estiaje. Figura 2. 2

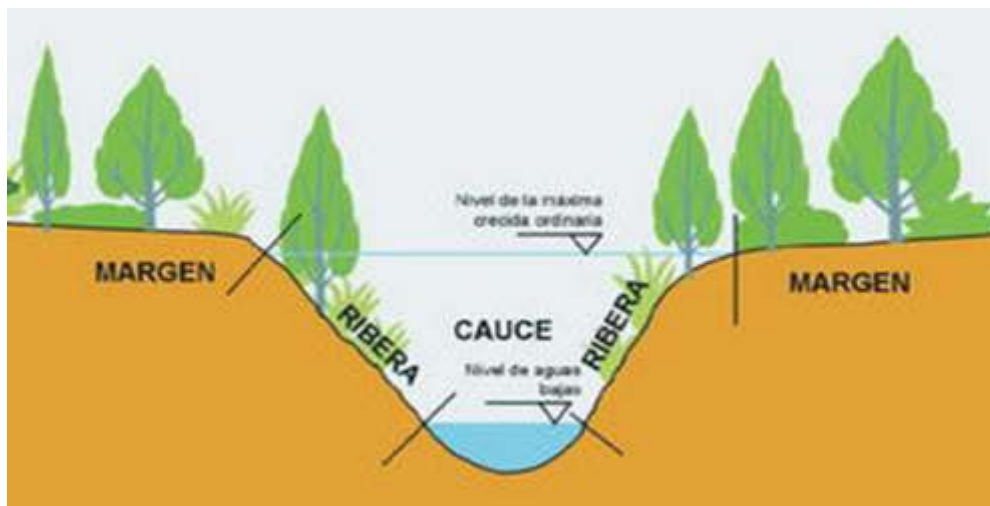


Figura 2. 2 Sección Transversal de un Cauce. Fuente www.escolar.com.

El *Factor De Forma* Es la relación entre el ancho promedio (A_p) de la cuenca y la longitud del curso principal del río (L); y el *Ancho promedio* es la relación entre el área de la cuenca (A) y la longitud mayor del río (L).

$$F = \frac{A}{L^2}$$

El *Factor De Compacidad* o Índice de Gravelius es definido como la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de área equivalente. Donde: P = Perímetro de la cuenca; y A = Área de la cuenca

$$k_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

El *acuífero* si bien no es una parte integral de la cuenca, es inherente a esta, este es el agua que se encuentra bajo la superficie de la tierra en poros o

grietas de una formación geológica, este provee de agua a los cauces de la cuenca durante el verano, en forma de nacimientos y se recarga en invierno efecto de la infiltración, un acuífero no esta confinado al parteaguas y puede abarcar áreas de varias cuencas contiguas.

2.1.3 ESCORRENTÍA

Durante una tormenta el agua que cae se infiltra hasta saturar el suelo y entonces escurre generando un aumento temporal en el caudal del rio.

El *hidrograma* es la representación gráfica de la variación del caudal o gasto a lo largo de un periodo de tiempo, generalmente una tormenta o un año.

Figura 2. 3

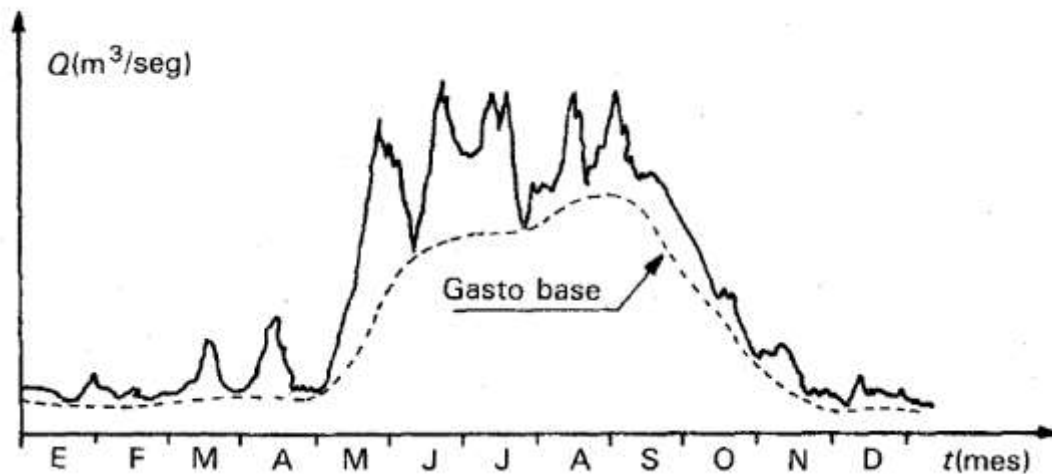


Figura 2. 3 Hidrograma Anual. Fuente: Fundamentos de Hidrología de Superficie. (Aparicio, 1989)

Un concepto que esta muy relacionado con el hidrograma es el de *Hietograma*, este es la representación gráfica de la variación de la cantidad de lluvia a través de una tormenta específica.

El *Periodo de retorno* es el tiempo en el cual se espera que ocurra al menos una tormenta de igual o mayor fuerza que una determinada.

2.2 SUELOS

2.2.1 CONCEPTO

En ingeniería, es cualquier material no consolidado compuesto de distintas partículas sólidas, producto de la desintegración mecánica o la descomposición química de rocas preexistentes.(Sowers & Sowers, 1983)

2.2.2 TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS

Por su tamaño los suelos se dividen en:

- a) Arenas b) Gravas c) Limos d) Arcillas

Las *Gravas* son fragmentos de roca que varían su tamaño entre 2 mm y 7.62 cm de diámetro. Si estas son acarreadas por las aguas, tienen forma redondeada. Suele encontrarse en forma suelta en los lechos, márgenes y conos de deyección de los ríos, también en depresiones de terrenos rellenados.

Las *Arenas* son granos finos procedentes de la denudación de las rocas, varían entre 0.05 mm y 2 mm de diámetro. Las arenas limpias no sufren contracciones al secarse, no son plásticas y al aplicárseles carga se comprimen casi instantáneamente.(Crespo Villalaz, 2004)

Los *Limos* son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad. El diámetro de las partículas varía entre 0.005 mm y 0.05 mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro, su permeabilidad es muy baja y la compresibilidad muy alta en limos orgánicos.

Las *Arcillas* son partículas sólidas con diámetro menor a 0.005 mm y cuya masa se vuelve plástica al ser mezclada con agua, químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en ocasiones contiene silicatos de hierro o de magnesio hidratados. La estructura de éstos minerales es cristalina y complicada, sus átomos están dispuestos en forma laminar.

2.2.3 GRANULOMETRÍA

El análisis granulométrico, se refiere a la determinación de la diversidad de tamaños de las partículas que constituyen un suelo.(Juarez Badillo, 2005)

Para representar la composición granulométrica de un suelo; los distintos tamaños de granos se dibujan en escala logarítmica en las abscisas y los porcentajes, en peso, de los granos más finos que un tamaño determinado, en escala natural en las ordenadas (Figura 2. 4).

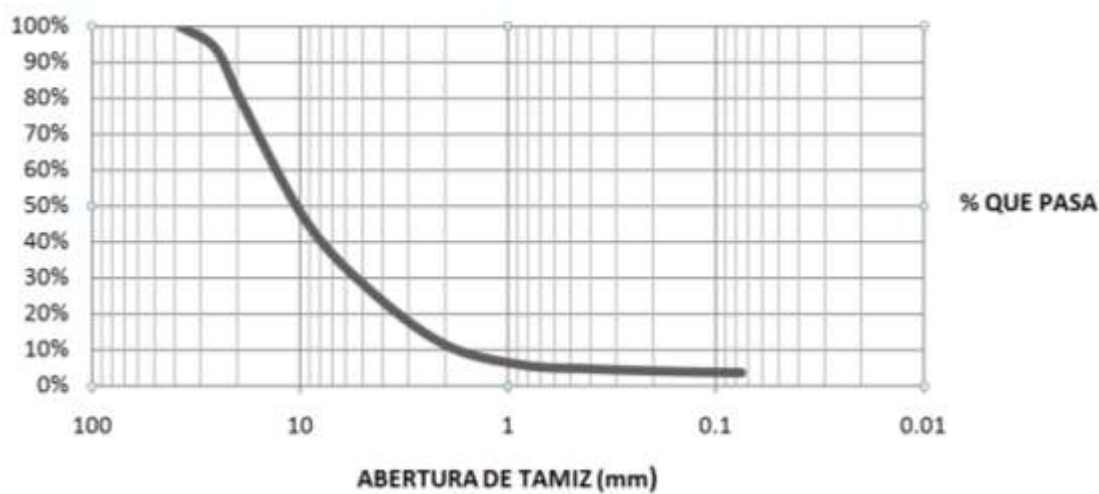


Figura 2. 4 Curva Granulométrica de un Suelo AASHTO A-1-a.

A esta gráfica se le conoce como *Curva Granulométrica*, la cual se forma por la línea que une todos los puntos que representan los diferentes tamaños de que está compuesto un suelo. Si la curva es vertical el suelo está constituido por partículas de un solo tamaño, si la curva es suave o muy tendida se está en presencia de un suelo bien graduado.

2.2.3.1 PLASTICIDAD

La plasticidad es la propiedad por la cual un suelo es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse, ni romperse cuando se somete a fuerza de compresión. Para conocer la plasticidad de un suelo se hace uso de los límites de Atterberg.

2.2.3.2 LÍMITES DE ATTERBERG

2.2.3.2.1 LÍMITE LÍQUIDO (LL)

Es el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico.

2.2.3.2.2 LÍMITE PLÁSTICO (LP)

Es el contenido de humedad máximo expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semi-sólido a un estado plástico.

2.2.3.2.3 ÍNDICE DE PLASTICIDAD (IP)

Representa el margen de humedad dentro del cual, un determinado suelo, se encuentra en estado plástico y se calcula así: $IP = LL - LP$

2.2.4 CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Un sistema de clasificación de suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen características y propiedades similares, con el propósito de facilitar al ingeniero un método para estimar las propiedades o aptitudes de un suelo.(Das, 2008).

2.2.4.1 CLASIFICACIÓN AASHTO

Es uno de los sistemas más antiguos para clasificar los suelos, desde su introducción en 1929, como resultado el trabajo de Hogentogler y Terzaghi, ha sufrido muchas revisiones y modificaciones y se usa ampliamente para evaluar los suelos en la construcción de sub-rasantes de carreteras y terraplenes. La clasificación AASHTO clasifica a los suelos basándose en sus propiedades mecánicas principalmente y los divide en siete grupos diferentes, designados desde el A - 1 hasta el A - 7.

El suelo A - 1, es un suelo de propiedades óptimas para rasantes y en su orden ascendente de numeración, su comportamiento va decreciendo hasta llegar al suelo A - 7, cuya aplicación en carreteras no es recomendable.

Complementario a esto para los suelos AASHTO debe calcularse el Índice de Grupo el cual se define con la expresión siguiente:

$$IG = (F_{200} - 35) [0.2 + 0.005 (LL-40)] + 0.01 (F_{200} - 15) (IP - 10)$$

Donde F_{200} = porcentaje de suelo que pasa la malla #200 y LL e IP= limite liquido e índice de plasticidad respectivamente.

2.2.4.2 SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS)

Es el más utilizado entre todos los diversos sistemas de clasificación. Este sistema fue desarrollado por el Dr. Arturo Casagrande, poco después de la Segunda Guerra Mundial, como una modificación y adaptación más general a un sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos. El “Bureau of Reclamation”, ayudó a darlo a conocer internacionalmente.

Los suelos se dividen primeramente en dos clases de granos: gruesos y finos. Los suelos de granos gruesos tienen más del 50% en peso de granos más gruesos que 0.075 mm (tamiz No. 200). Los suelos de grano fino tienen más del 50% en peso, de granos más finos que 0.075 mm (tamiz No. 200), estos además se dividen en 3 grupos: Arcillas (C), Limos y arcillas limosas (M) y limos y arcillas orgánicas (O). Los símbolos H y L denotan alto o bajo potencial de compresibilidad en los suelos limosos y orgánicos, y en el caso de las arcillas, denotan alta o baja plasticidad.

La carta de plasticidad de Casagrande es la base para dividir los suelos finos y una ayuda para comparar los diferentes tipos de suelo (Figura 2. 5).

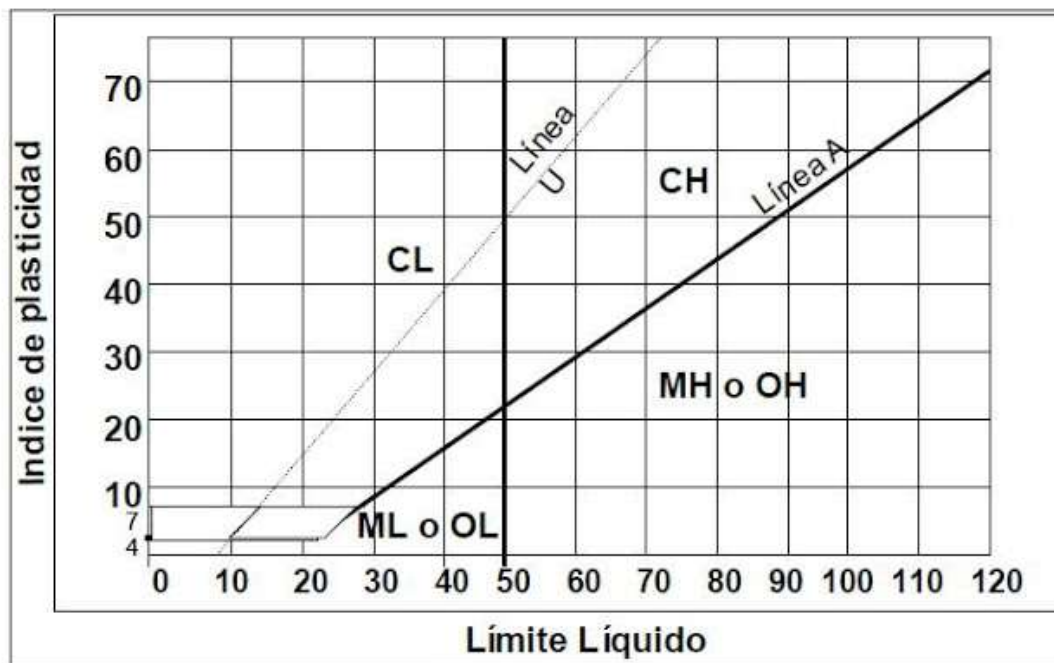


Figura 2. 5 Carta de Plasticidad de Casagrande.

2.3 CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO

Se puede definir al CCR como un concreto de fluidez nula, al cual para vibrarlo y consolidarlo debe usarse un rodillo vibratorio.

2.3.1 COMPONENTES DEL CCR

Los materiales usados en el CCR son los mismos que se usan en concretos convencionales y, de igual manera, estos deben de cumplir con los requerimientos para obtener una mezcla económica y de calidad.

2.3.1.1 CEMENTO

Es un conglomerante que une o cohesiona, se produce por la pulverización de la escoria, esencialmente de silicatos de calcio, que contienen una o más formas de sulfatos de calcio que se añade y se muele con ella.

El uso de cementos con altos contenidos de puzolana, son comunes ya que reducen grandemente la generación de calor de hidratación.

2.3.1.2 AGREGADOS

Es el material granular que abarca del 75% al 85% del volumen de una mezcla de CCR; por lo tanto afectan de manera significativa las propiedades de éste en estado fresco y endurecido. La selección de los agregados y el control de propiedades como su graduación, son factores importantes que influyen en la calidad y homogeneidad de la producción de CCR.

En concreto fresco, las propiedades del agregado afectan la comodidad de una mezcla, la segregación y la facilidad de consolidación en virtud de un rodillo vibratorio. La resistencia, propiedades térmicas, y durabilidad del concreto endurecido se ven afectados por las propiedades del agregado.

2.3.2 PROPIEDADES DEL CCR

2.3.2.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO.

Usualmente, las mezclas secas enfrentan problemas, ya que son difíciles de compactar. El concreto fresco debe tener una trabajabilidad satisfactoria

durante el proceso que involucra el mezclado, transporte, colocación, compactación, y acabado. El concreto fresco es un estado de transición que está entre el ensamblado inicial de los ingredientes de la mezcla y del estado endurecido final del concreto (Bartos, 1992).

2.3.2.1.1 CONSISTENCIA

Es la habilidad relativa de un concreto recién mezclado de fluir. El CCR difiere en apariencia del concreto de asiento medible y la vibración requerida es mucho mayor que en un concreto convencional. La mezcla de CCR tiene que ser suficientemente seca para soportar el peso del rodillo, pero suficientemente mojado para permitir la compactación.

2.3.2.1.2 TRABAJABILIDAD

La trabajabilidad es la propiedad del concreto que determina la facilidad con que puede ser mezclado, colocado, compactado, y acabado. El concreto de revenimiento nulo tendrá una trabajabilidad pobre si es consolidado a mano. Sin embargo, si se usa vibración, las características de trabajabilidad del mismo concreto pueden ser consideradas como excelente.

2.3.2.1.3 TEMPERATURA

En el caso del CCR donde el contenido de agregado constituye un porcentaje alto de su volumen total, por encima del 80%, las propiedades térmicas, con excepción del incremento adiabático de temperatura, se ven altamente influenciadas por las propiedades térmicas del agregado, sin importar la marca del material cementante utilizado. (ICPC, 1995)

2.3.2.2 PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO ENDURECIDO

Las propiedades del CCR en estado endurecido, son similares a las del concreto convencional. Sin embargo, existen diferencias entre ambos.

El grado de compactación juega un rol importante en la producción de resistencia ya que disminuye los vacíos producidos por el contacto partícula-partícula. El incremento de la compactación tiende a disminuir estos vacíos, produciendo un CCR más denso y por tanto con mayor resistencia.

2.3.2.2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

La resistencia a la compresión del CCR está determinada por el contenido de agua, contenido y propiedades del material cementante, granulometría del agregado y el grado de compactación.

La resistencia a la compresión del CCR se incrementa con una reducción en el contenido de agua. La máxima resistencia, para una mezcla determinada, se obtiene con el óptimo contenido de agua acorde con el esfuerzo de compactación dado. Los contenidos de agua menores que este producen resistencias bajas, indicando que la presencia de vacíos en la mezcla tiene un efecto negativo sobre esta, mayor, que el efecto positivo de reducción de agua.

2.3.2.2.2 PERMEABILIDAD

Esta es la propiedad que causa mayores preocupaciones a los diseñadores de presas de CCR, principalmente las juntas entre capas. Sin embargo se ha demostrado que es posible obtener un monolitismo efectivo y estructuras impermeables, si se presta atención al tratamiento entre juntas.

El empleo de un alto porcentaje de finos en una mezcla de CCR, contribuye a su baja permeabilidad, sin incrementar el posible agrietamiento térmico. El coeficiente de permeabilidad de juntas de construcción del CCR tiene valores de 1×10^{-9} a 1×10^{-11} cm/s, comparables a los del concreto normal.

2.3.2.2.3 DURABILIDAD

La durabilidad del CCR es especialmente importante si este es expuesto al tiempo o fuerzas hidráulicas severas. La resistencia a la erosión del CCR es proporcional a su resistencia a la compresión. El CCR ha mostrado buena resistencia a la erosión/abrasión, tanto en laboratorio como en obra.

2.3.2.2.4 PESO UNITARIO

En el CCR hay poco aire retenido (0.5-2.0 %), esto significa una mayor cantidad de sólidos en un volumen unitario de CCR, así, el peso unitario es generalmente mayor (1-3%) que el del concreto convencional. Pesos unitarios mayores que 2400 Kg/m^3 son comunes para CCR.

2.4 PROCESO CONSTRUCTIVO DEL CCR:

El CCR debido a sus características debe ser construido bajo ciertas condiciones especiales para obtener así los resultados esperados.

2.4.1 MEZCLADO Y TRANSPORTE DEL CCR:

Durante los años el CCR ha sido ensayado para mezclarse de diversas maneras obteniendo diferentes resultados con cada tipo de mezclador:

2.4.1.1 MEZCLADORA TIPO TAMBOR (CONCRETERA)

Este tipo de mezclador (Figura 2. 6 a), es adecuado para mezclar cantidades mínimas de CCR, su uso presenta la desventaja de que no puede utilizarse su capacidad total, debido a la segregación del material fino que se adhiere a las paredes, se recomienda usar un 70% de su capacidad máxima y un tiempo de mezclado no mayor a 90 segundos.



a)



b)

Figura 2. 6 Mezclador Tipo Tambor (a) y Camión Mezclador (b) Fuente: www.equimaco.com

2.4.1.2 CAMIÓN MEZCLADOR DE CONCRETO:

En proyectos alrededor del mundo se han utilizado de forma limitada los camiones mezcladores (Figura 2. 6 b), debido a los siguientes aspectos:

- Se requiere de una planta de mezclado en seco, la cual pre mezcla arena, grava y cemento; luego vierte verte esta mezcla en el camión donde se agrega el agua y se da el mezclado final del CCR para su transporte.
- El tiempo de transporte, colocación y compactado del CCR se limita a 40 min.

- Debido a la consistencia del CCR el camión no puede verter el concreto como lo haría con uno de peso normal, el camión debe inclinarse hacia para lograr el vertido, así mismo solo puede usarse el 50% de su capacidad.

2.4.1.3 PLANTA MEZCLADORA DE CONCRETO.

Es una instalación utilizada para la fabricación del concreto a partir de la materia prima que lo compone (Figura 2. 7). Estos componentes son dosificados en proporciones adecuadas, luego el concreto puede ser llevado por bandas transportadoras o directamente descargado a un camión de volteo. Estas plantas pueden ser fijas o móviles.(Berga, Buil, & Jofré, 2003) Este es el método por excelencia para la producción de CCR, debido al riguroso control de calidad en la dosificación de la materia prima.



Figura 2. 7 Planta Mezcladora. Fuente: www.rollercompacted.org.

El CCR puede ser transportado por medio de banda transportadora (Figura 2. 8 a), esta puede ser instalada desde la planta mezcladora, hasta el punto de colado del CCR o según las necesidades del constructor.

Uno de los métodos más comunes y efectivos de transporte de CCR es usando camión de volteo (Figura 2. 8 b), este lleva y vierte el contenido en el punto de interés, debiendo ser luego esparcido por un Bulldozer (Figura 2. 8 c) quedando listo para la compactación.

Otro método para esparcir el CCR es por medio de pavimentadora asfáltica, este uso se restringe para colado de CCR en carreteras. Estas pavimentadoras pueden alinearse para obtener un espesor y ancho deseado.



a) Banda Transportadora. Fuente: construestructuconcreto.com



b) Vertido de CCR con camión de Volteo. Fuente: P.K. Mehta and Monteiro, 2013.



c) Distribución de CCR con Bulldozer. Fuente: P.K. Mehta and Monteiro, 2013.

Figura 2. 8 Diversos Métodos de Transporte y Distribución de CCR

2.4.2 COLOCADO Y COMPACTADO DE CCR:

La superficie donde será colado el CCR deberá ser preparada, según las especificidades del proyecto y las condiciones del lugar a colocarse; la limpieza y humedecimiento de esta son prácticas necesarias.

Debido a que el CCR es una mezcla de consistencia rígida no necesita de formaletas, sin embargo, se colocan formaletas de partida justo al iniciar. El colado de CCR se da en capas de grosor variable (de 15 a 50 cm). Dependiendo de las especificidades del proyecto y la maquinaria disponible.

El compactado de CCR es similar al de una base granular. Los tipos de maquinaria utilizados se mencionan a continuación:

- Rodillo liso vibratorio (Figura 2. 9 a), utilizado para generar gran energía de compactación y abarcar un ancho de compactación desde los 420 mm hasta los 2130 mm, estos pueden variar desde 12 toneladas hasta 1.2 toneladas.
- Plancha vibratoria (Figura 2. 9 b), y vibro apisonadora (Figura 2. 9 c), para alcanzar espacios reducidos que un rodillo liso no puede ingresar.



Figura 2. 9 Diferente Equipos de Compactación. Fuentes: cat.com; wacker.com; bomag.com.

2.4.2.1 ALGUNAS CONSIDERACIONES:

Luego de mezclado y transportado hasta el sitio de interés, el CCR debe ser vertido, esparcido y, finalmente, compactado en dos fases:

- La superficie debe ser rodillada sin ejercer vibración. Esta práctica se realiza para consolidar el CCR vertido y esparcido en la superficie de interés.
- La capa de CCR ya consolidada deberá recibir la energía de compactación generada a partir de la vibración que posee el rodillo y su propio peso.

2.4.2.2 PRODUCTIVIDAD DE RODILLO VIBRATORIO:

La productividad del vibrado con el rodillo liso depende de los siguientes factores: Ancho y peso de rodillo; Velocidad de desplazamiento de la maquinaria; Espesor de capa. Se tiene la siguiente expresión empírica:

$$P_{AT} = \frac{WV}{N} \text{ [m}^2\text{/h]}$$

Donde: P_{AT} : Producción (m²/hora); V: Velocidad de Operación (m/hora); W: Ancho efectivo de compactación (m); N: número de pasadas del rodillo por capa

2.4.3 CURADO DEL CCR:

Según el ACI, el curado del concreto consiste en mantenerlo con un grado satisfactorio de humedad y temperatura favorable durante sus primeras edades, a fin de que pueda desarrollar sus propiedades mecánicas. El tiempo recomendado para el curado del CCR es de 7 días, según la PCA.

Los diferentes tipos de curados en nuestro medio son los siguientes:

- a) **Curado por suministro mecánico de agua:** Consiste en suministrar agua de manera tal que las superficies expuestas se mantengan siempre húmedas; esto mediante riego continuo con mangueras o aspersores.
- b) **Curado por inmersión:** Consiste en depositar agua dejando los elementos horizontales inundados garantizando así una humedad permanente.
- c) **Curado por sellado de superficie:** Consiste en sellar la superficie del concreto para evitar la evaporación de humedad. Esto mediante el uso de papel o plásticos impermeables o bien con membranas formadas con líquidos que al contacto con el aire endurecen.

Es el método c), **curado por sellado de superficie**, el más recomendado, específicamente el uso de compuestos para curado formador de membrana, debido a las siguientes condiciones:

- Los métodos, a) y b) pueden ser aplicados a concreto de peso normal, más no a CCR, debido a que sus características de rugosidad en la superficie, demanda un estado húmedo en la superficie mas no saturado.
- Este método esta formulado para prevenir la evaporación rápida, es un método económico y eficiente para curar concreto.
- Se puede aplicar rápida y fácilmente con un aspersor y no deja residuos duros en el equipo de aplicación.

2.4.4 SUPERVISIÓN DEL CCR EN OBRA:

Todo proceso constructivo debe ser sometido a un programa de supervisión y control de calidad (Berga, Buil, & Jofré, 2003). El trabajo de supervisión puede ser en base a observación y por medio de pruebas de laboratorio, las pruebas mas comunes realizadas al CCR son:

CCR en estado fresco: Peso volumétrico y Temperatura

CCR en estado endurecido: Esfuerzo a la compresión, en base a normas ASTM C39 y ASTM C1435 y Densidad de compactación, por medio de un densímetro nuclear.

2.5 MUROS DE CONTENCIÓN

Son estructuras que proporcionan soporte lateral a una masa de suelo y deben su estabilidad principalmente a su propio peso y al peso del suelo que esté situado arriba de su base.(Peck, Hanson, & Thornburn, Ingeniería de Cimentaciones, 1983).

2.5.1 TIPOS DE EMPUJES EN MUROS DE CONTENCIÓN

El empuje es la presión ejercida por el suelo contra el muro de contención o viceversa y depende de la inclinación del muro, las propiedades del suelo, y la ubicación del nivel freático.(Dillon, 1996). Los tipos de empujes que generalmente se consideran son:

2.5.1.1 EMPUJE ACTIVO O PRESIÓN ACTIVA (PA)

Es el ejercido por el flujo de agua contra el muro. Actualmente se puede calcular el empuje del terreno con razonable precisión para flujos no turbulentos mediante el análisis de líneas piezométricas.

2.5.1.2 EMPUJE PASIVO O PRESIÓN PASIVA (PP)

Es el ejercido por el muro contra el suelo. Estos ocurren en la parte delantera; es preferible no tomarlos en cuenta, ya que es posible que el relleno delantero del muro se erosione, o que ocurran fuerzas de corte que eliminen esta presión. Al no tomarlo en cuenta se está por el lado de la seguridad.

2.5.1.3 PRESIÓN HIDROSTÁTICA

El problema más importante al proyectar un relleno es el de mantener el suelo seco (Sowers & Sowers, 1983). Esto será tomado en cuenta para la estabilidad de las bordas en época seca, sin embargo por el tipo de estructura con que se trata; las presiones hidrostática e hidrodinámica que el río ejerza sobre la borda en la crecida son uno de los principales factores de diseño.

2.5.2 DISEÑO DE MUROS DE GRAVEDAD

2.5.2.1 SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

Todo muro, debido al empuje activo, tiende a volcar por el punto A (Figura 2. 10) Este volteo es producido por la componente horizontal de la Presión Activa que ocasiona un momento de volteo, tal como se indica.

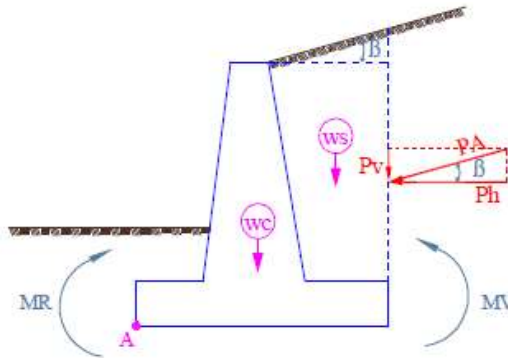


Figura 2. 10 Componentes que Inducen Volteo.

El peso propio del muro, el peso del suelo sobre el muro y la componente vertical de la Presión Activa tienden a equilibrar este momento produciendo un momento estabilizador o resistente.

En la práctica se dice que el muro es seguro al volteo, cuando $MR. / MV$ es mayor a 1.5 en suelos granulares, y 2.0 en suelos cohesivos.

2.5.2.2 SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

El muro tiende a deslizarse por la componente horizontal de la Presión Activa; lo que lo evita es la fuerza de fricción (F_r) entre el muro y el suelo.

Para calcular el Factor de Seguridad al Deslizamiento (FSD) necesitamos conocer el coeficiente de Fricción (μ) entre el suelo y el concreto o la resistencia al esfuerzo secante. Obtenido este coeficiente podemos determinar la fuerza de rozamiento, y calcular el FSD, igual a la división de la fuerza de rozamiento entre la componente horizontal de la Presión Activa.

La fuerza de rozamiento es igual al producto de la fuerza normal del muro sobre el suelo ($WC + WS + P_v$), por el coeficiente de rozamiento. En la Figura 2. 11 se aprecian estas fuerzas.

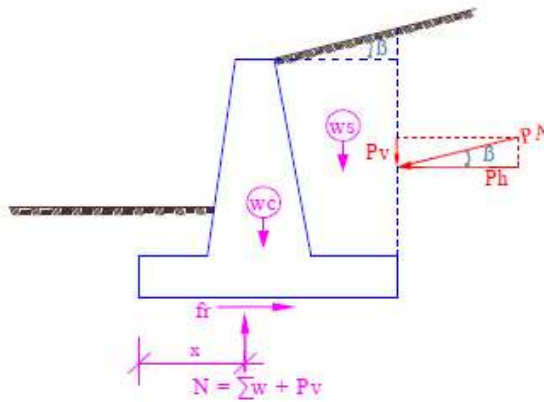


Figura 2. 11 Fuerzas que Producen Deslizamiento.

$$N = WC + WS + Pv = WT$$

$$Fr = N \times \mu$$

$$FSD = Fr / Ph$$

2.5.2.3 COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL (N) Y DE LAS PRESIONES EN EL TERRENO

La resultante del peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que en ningún momento puede ser mayor que la presión admisible.

En este estudio es de mucha importancia el tercio medio de la cimentación; este es la tercera parte interior de la cimentación. Figura 2. 12.

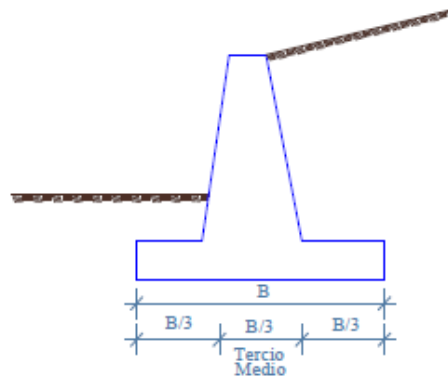


Figura 2. 12 Ubicación del Tercio Medio en un Muro

Para determinar si la fuerza normal (N) pasa por el tercio medio calculamos su posición usando la siguiente expresión: $x = (MR. - MV) / N$

Si $(B/3 < x < 2B/3)$, entonces N pasa por el tercio medio. Para calcular los esfuerzos producidos en el suelo por el muro se debe obtener la excentricidad

(e), que es la distancia entre el centro de la base del muro y el lugar donde actúa la fuerza normal (N) para lo que usamos la expresión: $e = B/2 - x$

En la Figura 2. 13 se muestra la posición de la fuerza N, respecto de (e).

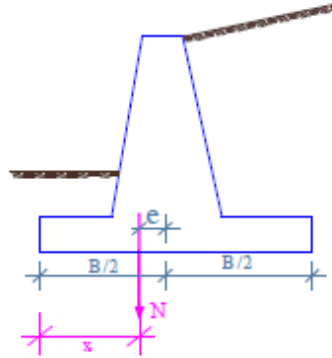


Figura 2. 13 Posición de la Fuerza Normal respecto a la Excentricidad.

Asumiendo que la distribución de los esfuerzos en el suelo son lineales, si se pretende variar el punto de acción de la fuerza N, hay que variar el peso del muro. Cuanto mayor sea este, la fuerza actuará más hacia la derecha.

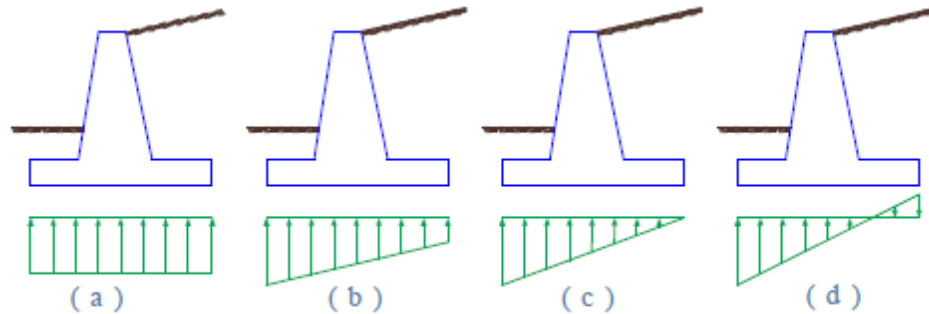


Figura 2. 14 Distribución de los Esfuerzos en el Suelo.

Visto esto y teniendo en cuenta la Figura 2. 14 se deduce que en el caso (a) y (b) hay exceso de peso, la resultante pasa demasiado próxima al punto medio de la base, por lo que puede adoptarse un muro más económico. El caso (d) indica que la fuerza N se encuentra fuera del tercio medio, esto origina tracciones inadmisibles. Esto es consecuencia de un muro demasiado esbelto, que pesa poco y cuyo peso no logra que la fuerza normal pase por el tercio medio. El caso (c) es el óptimo. En este la resultante pasa por el borde del núcleo central y la distribución de esfuerzos es correcta, no hay zona de tracciones y por lo tanto el muro tiene un peso adecuado.

CAPÍTULO III: HIDROLOGÍA DE LA ZONA

3.1 REGIÓN HIDROGRÁFICA “D” SONSONATE-BANDERAS

La región hidrográfica D “Sonsonate-Banderas”¹⁰ está ubicada en el occidente del País, de manera casi total en el departamento de Sonsonate.



Figura 3. 1 Ubicación de la Región Sonsonate-Banderas. Fuente SNET-MARN, 2007.

Esta región está formada por 9 cuencas que suman un área de 77,768 Ha. Su ubicación geográfica incluye al norte parte del área de los municipios de Juayúa, Nahuizalco, Santa Ana, Izalco y Tepecoyo; al sur Acajutla y Sonsonate; al oriente San Julián y Sonsonate y al occidente Juayúa y Salcoatitán.

Al hacer un corte longitudinal desde el límite norte y noreste hasta el mar, se tiene un perfil fisiográfico que inicia en el cinturón volcánico y montañas de la cadena costera, continuando por la llanura aluvial de piedemonte¹¹ y finalizando en una pequeña llanura de desbordamiento de la planicie costera al sureste.

Los usos de las tierras son muy variados. Sin embargo es de hacer notar que aproximadamente el 42 % del área total y principalmente el área de laderas está siendo utilizada con el cultivo del café y otros cultivos permanentes como bosques de varios tipos, agroforestales, frutales, etc. Lo anterior hace que los suelos de esta región tengan cierto nivel aceptable de conservación y que existan grandes áreas de recarga acuífera.

¹⁰ Las distintas regiones Hidrográficas fueron concebidas a partir de la regionalización hidrográfica hecha en el país en plan de desarrollo y aprovechamiento de los recursos hídricos PLANDARH (1979-1982).

¹¹ Área de acumulación suavemente inclinada al pie de un macizo. Editorial Océano, 1999.

3.1.1 HIDROGRAFÍA GENERAL

La red hidrográfica de la región se ha agrupado de acuerdo al tipo de patrón de drenaje y a su densidad. De esta forma se han definido 2 áreas hidrográficas: a) Área con patrón de drenaje radial b) Área con patrón de drenaje dendrítico.

El **patrón radial** pertenece a las cotas de curvas de nivel concéntricas de los conos volcánicos de la cadena costera, son básicamente cursos rectilíneos que bajan de los cráteres y tienen pendientes muy pronunciadas. Su área de recogimiento individual es muy reducida.

El **patrón dendrítico** se presenta en casi toda la zona. Las áreas con disección más profunda se encuentran en las laderas más inclinadas de las montañas y esta disección disminuye a medida los cursos de los drenajes se acercan a su desembocadura.(DGOA, 2012)

3.1.2 GEOMORFOLOGÍA

El relieve fisiográfico de la región está definido en tres geoformas básicas: Laderas Erosiónales, Piedemonte y Planicie Costera.

Laderas Erosiónales Inclinadas de Volcanes y Montañas. Esta forma fisiográfica se extiende a lo largo de los sectores norte y noreste de la región y está formada por las laderas de la vertiente sur de las montañas y volcanes de la Cadena Costera. Su formación incluye materiales andesíticos de las cenizas volcánicas y materiales pedregosos de los suelos Litosoles¹².

Llanura Aluvial de Piedemonte muy Inclinado. Se extiende al pie de las montañas en dirección sur. Formado por materiales arcillosos de los suelos Alfisoles¹³ y materiales pedregosos de los suelos Litosoles.

Llanura Aluvial de Piedemonte poco inclinado. Este es una prolongación del piedemonte muy inclinado y recorre a lo largo las cuencas de esta región hasta llegar al mar. Formado por deposiciones aluviales de los ríos de materiales franco-arcillosos y también por materiales de textura arcillosa

¹² Suelo que aparece en afloramientos rocosos, su espesor es menor a 10 cm y sostiene poca vegetación.

¹³ Suelo de áreas semiáridas o húmedas, rico en arcilla, fertilidad +/- alta. Ricos en Aluminio y Hierro

pesada de los suelos Vertisoles¹⁴ (Grumosoles) que tienen una condición de drenaje muy deficiente.

Planicie Costera. Se presenta como una pequeña área al sureste de la región y está formada por los sedimentos aluviales de los ríos y por las arenas marinas de las playas. (DGOA, 2012)

3.1.3 CLIMA

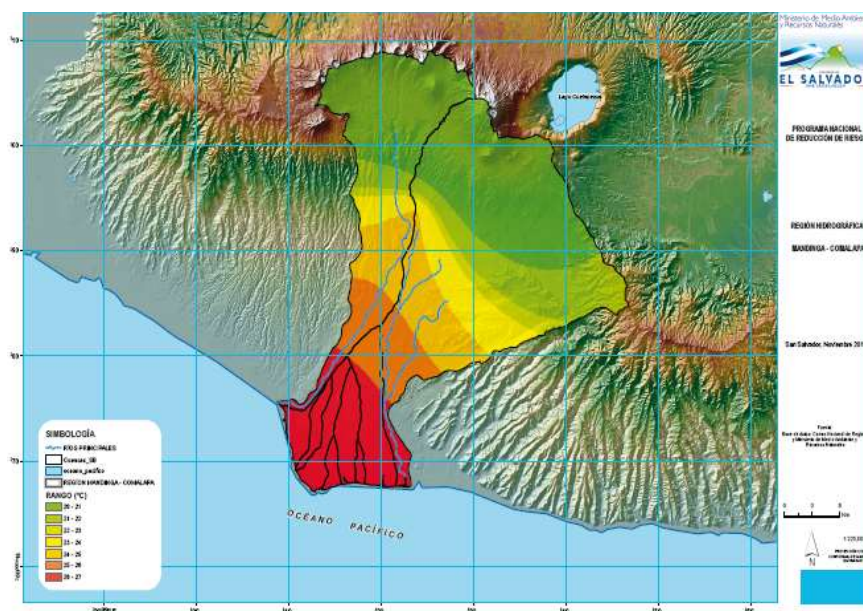


Figura 3. 2 Temperaturas Promedio para la Región Sonsonate-Banderas. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

La región Sonsonate - Banderas, en función de la altura sobre el nivel del mar, los vientos y las temperaturas posee las siguientes zonas climáticas:

- Regiones costeras: clima caluroso, con temperaturas de entre 30 a 31°C.
- Pequeñas mesetas (a menos de 500 metros de altitud): clima cálido, con temperaturas de entre 27 y 30°C.
- Sabanas y grandes mesetas situadas hasta 1,000 metros de altitud: clima cálido moderado, con temperaturas de entre 22 a 27°C.
- Laderas montañosas y sierras (cafetales): clima templado, con temperaturas de entre 18 a 22°C.

La Figura 3. 2 muestra la temperatura media anual para esta región.

¹⁴ Suelo arcilloso color negro, muy expansivo, común en zonas de poca pendiente y alta humedad.

3.2 CUENCA RIO SENSUNAPÁN

El río Sensunapán, o Grande de Sonsonate, se encuentra ubicado en la región hidrográfica D “Sonsonate-Banderas”, siendo el segundo río más grande de esta región, en cuanto a área de cuenca y caudal se refiere.

La cuenca del Sensunapán se extiende desde el norte de las alturas del complejo volcánico Apanéca-Ilamatepec, hasta Acajutla por 221.5 Km², con un perímetro de 106.24 Km y una longitud de aproximadamente de 34 Km (factor de forma 0.2, factor de compacidad 2.0). Su acuífero se recarga en la parte alta de la cuenca por encima de la cota 500, que corresponde al territorio de los municipios de Juayúa, Salcoatitán y Nahuizalco. (PLAMADUR-AMSO, 1998)

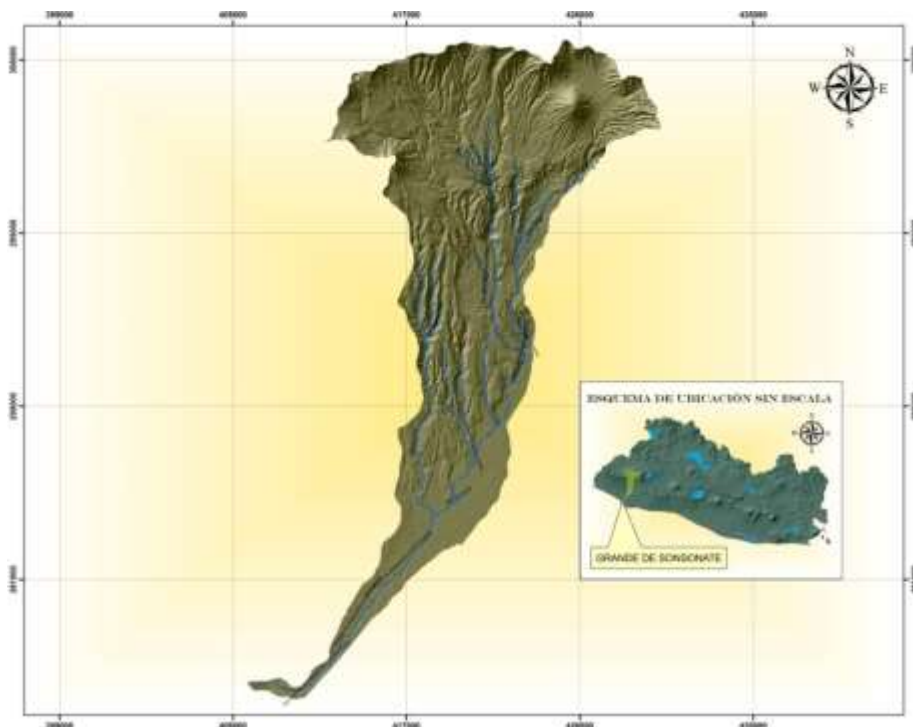


Figura 3. 3 Cuenca del Río Sensunapán. Fuente: cartografia.mag.gob.sv

El Río Sensunapán se origina en las cercanías del cantón San José la Majada, por sobre la cota de 1,000 msnm. En su recorrido el Río forma una serie de meandros, pequeñas terrazas y un valle profundo, cerca de su desembocadura; su pendiente es bastante fuerte y en su gran mayoría corre por un cauce profundo y con un lecho permanente. En la Figura 3. 4 se aprecia el perfil topográfico del cauce.

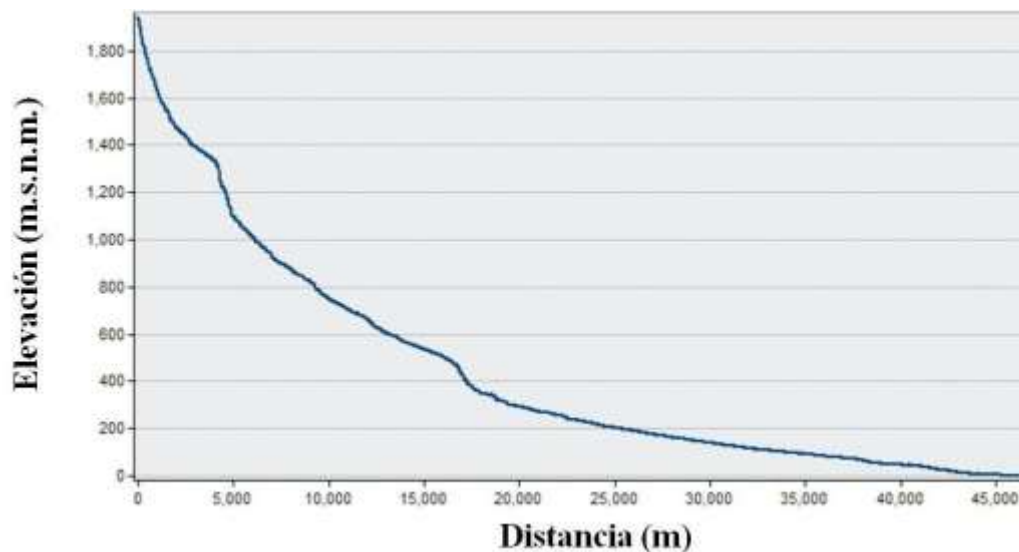


Figura 3. 4 Perfil Topográfico del Cauce del Río Grande de Sonsonate. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

Los mayores problemas de la cuenca se ubican en su parte alta, donde la presión que ejercen los sistemas agropecuarios incrementa la deforestación afectando la recarga del acuífero y aumentando la escorrentía superficial.

En la parte media, correspondiente al área metropolitana de Sonsonate, se evidencian fuentes contaminantes como descargas urbanas e industriales, que afectan la calidad del agua subterránea y superficial. Además, existe un creciente riesgo para los asentamientos marginales que se han venido ubicando en las zonas de inundaciones de los diferentes ríos.

Analizando los porcentajes de territorio de los municipios incluidos en la cuenca, se evidencian los siguientes aspectos:

- El 94% de la cuenca del Río Sensunapán está en territorio que pertenece al **departamento de Sonsonate**, el cual se destaca por lo tanto como actor prácticamente determinante para la misma;
- La cuenca representa a su vez el 32 % del territorio del mismo departamento, así que, tan solo en términos de extensión, su importancia es significativa en la gestión del mismo;
- El 77.8% del territorio de la cuenca esta en 4 municipios, que son Juayúa, Nahuizalco, Sonsonate y San Antonio del Monte, los cuales deberían asumir un rol protagónico en la gestión de esta. (Leonelli & Lorito, 2010)

endurecidas y corrientes de lava basáltica-andesítica con un espesor de aproximadamente 500 metros). También se presentan suelos rojizos fósiles. En la Figura 3. 5 se aprecia la composición geológica de la cuenca.

3.2.2 USO DE TIERRA

Uso de la Tierra	Porcentaje de Uso
Árboles Frutales	5.48
Bosques	1.17
Café	56.02
Caña de Azúcar	2.70
Cultivos Anuales Estacionales	6.22
Granos Básicos	8.46
Mosaico de Cultivos y Pastos	1.49
Otros Cultivos Irrigados	3.70
Pastos Cultivados o Naturales	6.69
Perímetro Acuícola	0.06
Plantaciones de Bosques Mono específicos	0.03
Playas, dunas y arenales	0.01
Praderas pantanosas	0.59
Sistemas Agroforestales	0.09
Tejido urbano	7.03
Zonas Comerciales o Industriales	0.24

Tabla 3. 1 Uso de Suelo en la Cuenca del Río Sensunapán. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

El área de la cuenca es comprendida mayormente por actividades de algún tipo de cultivo; café, caña, granos básicos y pastos dominan la mayor parte del territorio, cosa que es apreciable al dar un viaje por carretera por la zona, sin embargo la presión urbana que tiende a extenderse hacia la cuenca alta es un factor que cobra relevancia y que preocupa al personal responsable por las posibles consecuencias en la cuenca baja.

La cuenca tiene los usos actuales detallados en la Tabla 3. 1, los cuales son producto de la actualización del mapa de usos del Corine Land Cover

2003¹⁶, con base en imágenes Google Earth y recorridos de campo hechos por personal del MARN.

3.3 DESCRIPCIÓN HIDROLÓGICA

La mayor parte de esta sección fue obtenida de los datos, tablas, gráficos e información en general contenida en el documento “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación; Región Sonsonate banderas” publicado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales en el año 2012, como grupo no se trabajó en la modelación de los diferentes parámetros necesarios para el trabajo de grado, ya que el documento contiene información actualizada y muy apegada al escenario de evaluación requerido para el diseño de bordas.

La metodología utilizada para la modelación hidrológica corresponde al método hidrometeoro lógico y el software utilizado por la DGOA fue el HEC-HMS¹⁷ y el HEC-GeoHMS¹⁸; del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

3.3.1 LLUVIA MÁXIMA E HIDROGRAMAS

3.3.1.1 HIETOGRAMAS

Un hietograma es una representación gráfica de la distribución de la lluvia a través de la tormenta, este está muy ligado a los hidrogramas.

La determinación de los hietogramas de diseño para diferentes periodos de retorno consiste en el análisis y tratamiento de los datos de lluvia para la cuantificación de la cantidad de lluvia correspondiente a cada periodo de retorno, así como su distribución areal y temporal, la cual se introduce en el modelo hidrológico. El procedimiento seguido se basa en los estudios “Relaciones entre láminas de lluvia en El Salvador” y “Distribución temporal de lluvias en El Salvador”. El primero, realiza un análisis estadístico de información pluviométrica y pluviográfica a nivel nacional y establece relaciones entre lluvias máximas de 1 día pluviométrico (medición con horario fijo de 7 am a 7 am del

¹⁶ Coordination of Information on the Environment, Agencia, Europea del Medioambiente.

¹⁷ Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System.

¹⁸ Geospatial Hydrologic Modeling Extensions. Es una herramienta que integra bases de datos geográficas existentes y la creación del modelo físico de cuenca, sirviendo como un filtro en la delimitación y creación de información geográfica digital, como lo son sub-cuencas y redes de drenaje.

siguiente día) con lluvias máximas para 24 horas (medición para un horario móvil)(Erazo, 2011). El segundo, presenta a través de un análisis estadístico de diferentes estaciones pluviográficas y telemétricas a nivel nacional, la distribución temporal típica de las lluvias en el país para diferentes duraciones.

Para el caso específico de la evaluación de las condiciones más desfavorables se retomaron las tablas de distribución promedio de la de lluvias para duración de menos y de más de 2 horas.

Para la determinación del hietograma de diseño se tomó la distribución de lluvias de la Figura 3. 6; luego la precipitación máxima areal real de la cuenca de la Tabla 3. 2 y multiplicando estos (distribución de lluvias y precipitación máxima areal), se obtiene el hietograma de diseño en la Tabla 3. 3

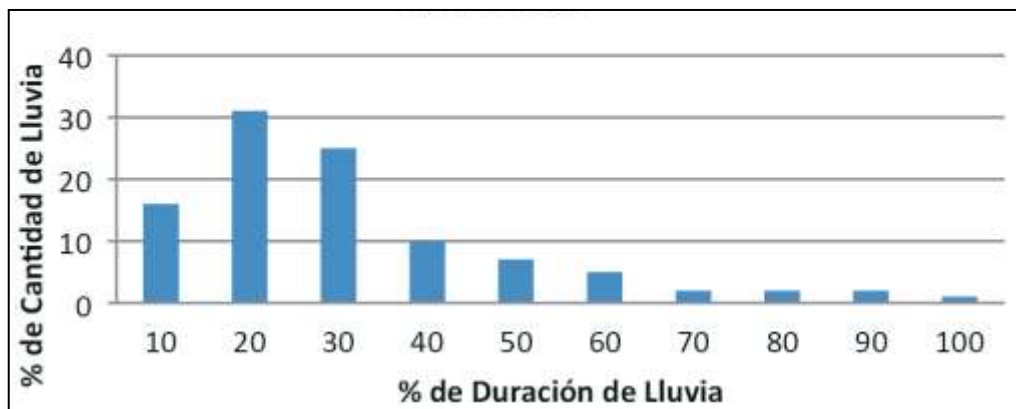


Figura 3. 6 Distribución Temporal Promedio de Lluvias en El Salvador. . Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

TR 2 Años	TR 5 Años	TR 10 Años	TR 25 Años	TR 50 Años	TR 100 Años
52	78	95	117	132	148

Tabla 3. 2 Precipitación Máxima Areal para Duración: 2h y Diferentes Periodos de Retorno (mm). . Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

Avance de Tormenta	00:15	00:30	00:45	01:00	01:15	01:30	01:45	2:00
Lluvia Caída	35.59	56.36	25.21	13.35	8.9	2.97	2.97	2.97

Tabla 3. 3 Hietograma de Diseño para Lluvias de Duración: 2h y Periodo de Retorno: 100 Años. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

3.3.2 DE HIETOGRAMAS A HIDROGRAMAS

Una vez se tienen los hietogramas, hay que ingresar estos datos junto con otros como, uso de suelo, topografía, etc., dentro de un programa, que para el caso del análisis de la DGOA fue el HEC-HMS y correr el análisis.

Lo que el programa hace es tomar todos los datos y calcular el tiempo de concentración de la cuenca, el punto de saturación del suelo y el momento en el que la lluvia escurre en totalidad, esto integrado a los hietogramas constituye el valor de esorrentía con el que se conforma el hidrograma.

3.3.3 RESULTADOS MODELACIÓN TORMENTA 12-E

Como parte del proceso de calibración de las simulaciones seguido por el personal de la DGOA, se modelo el comportamiento de la cuenca para un evento del que se tuvieran registros detallados, este evento, por lo reciente y bien documentado, fue la tormenta 12-E, la cual causó estragos en la cuenca baja del Sensunapán, de esta simulación se obtuvo que el caudal máximo instantáneo generado por la lluvia en el río fue de $1,206 \text{ m}^3/\text{s}$, así mismo se obtuvo el hidrograma del río para este periodo (Figura 3. 7).

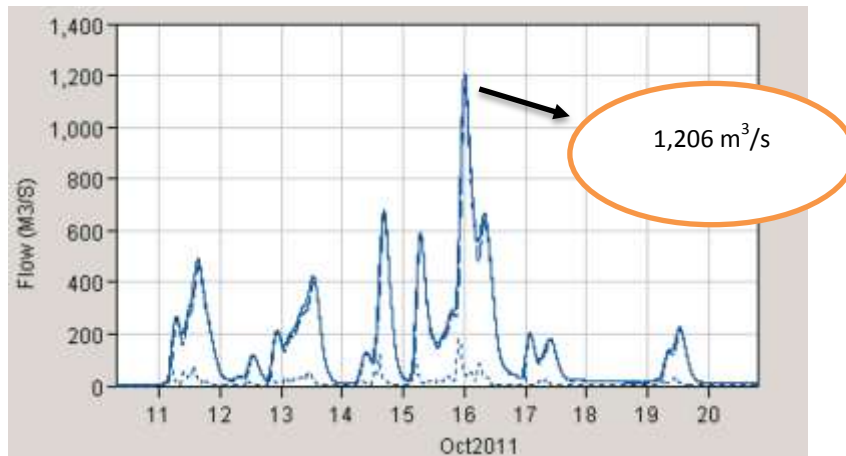


Figura 3. 7 Hidrograma del Río Sensunapán durante la Depresión Tropical 12-E. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

3.3.4 CAUDALES MÁXIMOS ESTIMADOS

Los caudales máximos estimados para el río Sensunapán fueron el resultado final de la modelación hidrológica realizada por la DGOA, lo cual era

uno de los aspectos que ese informe buscaba, y así mismo, uno de los datos necesarios para el diseño de las estructuras de contención que se proponen, en las tablas siguientes se presentan los resultados obtenidos.

TR 2 Años	TR 5 Años	TR 10 Años	TR 25 Años	TR 50 Años	TR 100 Años
213.7	441.1	614.8	844	1021	1201

Tabla 3. 4 Caudales Máximos para Diferentes Periodos de Retorno y Duración de Lluvia: 2h. (m³/s)
Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

TR 2 Años	TR 5 Años	TR 10 Años	TR 25 Años	TR 50 Años	TR 100 Años
356	665.6	873	1147	1334	1539

Tabla 3. 5 Caudales Máximos para Diferentes Periodos de Retorno y Duración de Lluvia: 24h. (m³/s)
Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

3.3.5 MODELACIÓN HIDRÁULICA

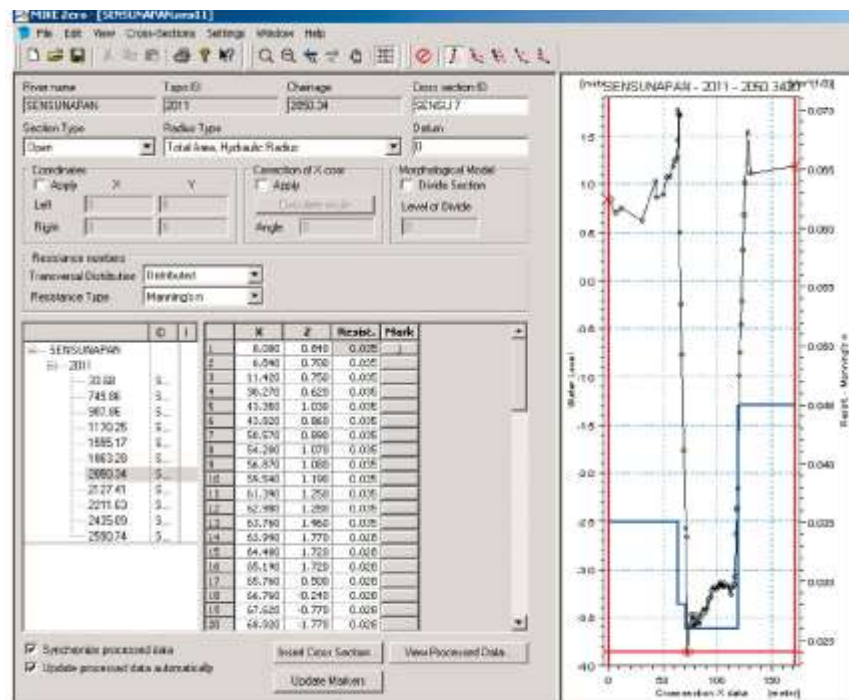


Figura 3. 8 Ejemplo de sección Transversal del Rio Sensunapán en Modelaje. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

La modelación hidráulica en ríos es el proceso por el cual se simula el nivel que alcanza el agua a lo largo del cauce, a partir de una determinada lluvia(DGOA, 2012); en este caso se simularon los niveles que se alcanzan, correspondientes a diferentes periodos de retorno así como diferentes eventos

ocurridos, los cuales permiten calibrar el modelo al lograr representar de una forma cercana a la realidad lo sucedido.

Estas modelaciones fueron hechas usando el programa MIKE FLOOD¹⁹ del Instituto de Hidráulica de Dinamarca (DHI), y tomando como recursos la modelación hidrológica y levantamiento de secciones del río en campo. En estos sitios identificados se levantó información de niveles y extensiones de inundación para diferentes eventos meteorológicos, contactos locales, así como información de las características hidrológicas e hidráulicas de los cauces. En la Tabla 3. 6 se resumen los resultados de la modelación.

Lat.	Long.	Alto de Inundación(m)	Evento Causante ²⁰	Ancho Aprox. de Topografía	Mat. del Cauce
13°35'59.9"	89°50'6.4"	7	TODOS	100	Mat. Fino
13°35'59.03"	89°50'6.35"	8	TODOS	100	Mat. Fino
13°35'58"	89°50'8.8"	5	Por Huella	100	Arena
13°36'0.1"	89°49'59.9"	2	Por Huella	100	Talpetate
13°36'0.9"	89°49'52.9"	3	Por Huella	100	Talpetate

Tabla 3. 6 Resultados de la Modelación Hidráulica. Fuente: “Escenarios de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate-Banderas” MARN, 2012.

3.3.6 REGISTRO DE DESBORDAMIENTOS

El río Sensunapán realiza su recorrido por la ciudad de Sonsonate, sin presentar problemas en esta parte del cauce, pero si en la parte baja donde se tienen registrados datos de inundaciones en los últimos 10 años, donde se ha construido una borda para evitar que los daños causados por estos fenómenos sean mayores, en la margen izquierda; mientras que en la margen derecha del cauce por presentar paredes más bajas el agua es drenada a la llanura de esta margen, donde únicamente se encuentra vegetación natural o cultivos.

Otro sitio donde se presenta desbordamiento es en el río Julupe, afluente del río Sensunapán, el cual se une al cauce principal de este en el municipio de

¹⁹ Programa que simula inundaciones en ríos y drenajes urbanos generando modelos 1D y 2D.

²⁰ Eventos Meteorológicos: Huracán Mitch (2012), Tormenta Stan (2005), Tormenta 12-E (2012).

Sonsonate, en la parte urbana de este mismo. Debido a esta ubicación las personas han habitado las riberas y han reducido la capacidad de conducción o la capacidad de expansión en sus márgenes durante las crecidas, por lo que los niveles en la mayoría de los eventos de lluvia alcanzados entran en las viviendas causando daños económicos a sus habitantes, además del daño de las estructuras de paso que comunican ambos márgenes de esta quebrada.

La Tabla 3. 7 muestra un recuento histórico de los eventos de desbordamiento ocurridos en los últimos años y su zona de ocurrencia.

FECHA	LOCALIZACIÓN	DAÑOS REGISTRADOS
10-20/10/2011	<i>Caseríos El Maderal, Vista Hermosa, El Jocotillo, Vega del río Sensunapán, Caja de Agua, La Barranca, La Pradera, El Sinaí.</i>	<i>Viviendas inundadas, pérdidas de cultivos, evacuaciones y pérdidas materiales de diferente naturaleza.</i>
05/08/2010	Comunidad Julupe, Barrio el Pilar	<i>Desbordamiento del río Julupe, inundación de más 100 viviendas, en 7 de estas colapso de estructura. 5 personas lesionadas. En comunidades El Paraíso y Vega de Río, 3 y 4 viviendas destruidas respectivamente.</i>
06/2005	<i>Lotificación Villa Lilian y Colonia Brisas del Mar</i>	<i>En Sonsonate, en la 24 Avenida Norte, en la Lotificación Villa Lilian, grandes piedras existentes, fueron cubiertas por el agua lo que convirtió la vía en un paso imposible. La Colonia Brisas del Mar de la misma ciudad también se vio afectada. Fuente: EDH</i>
11/1998	Todo el Departamento de Sonsonate	Inundaciones en el departamento de Sonsonate causadas por el Huracán MITCH

Tabla 3. 7 Eventos Históricos de Inundaciones en el Río Sensunapán. Fuente: Plan Municipal de Gestión de Riesgos, Sonsonate, 2012.

CAPÍTULO IV: ACTIVIDAD DE CAMPO

4.1 INSPECCIÓN PRELIMINAR A ZONAS PLANTEADAS

De la etapa de descripción hidrológica de la cuenca del Sensunapán se obtuvieron varias ubicaciones que sufren de desbordamientos de manera frecuente; sin embargo luego de las recomendación del personal de la alcaldía de Sonsonate se seleccionaron 3 comunidades a visitar en la primera visita de campo, estas comunidades son: Bendición de Dios, sobre el rio Julupe, comunidad luces del rio y la comunidad la Vega del Sensunapán.

4.1.1 COMUNIDAD BENDICIÓN DE DIOS, RÍO JULUPE

4.1.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA COMUNIDAD:

La comunidad Bendición de Dios ésta ubicada al final de la 4° calle de la Colonia San Genaro en el municipio de Sonsonate, departamento de Sonsonate. Limita al Norte con terrenos utilizados para el cultivo de maíz, al Oriente con el destacamento militar #6, al Poniente y al Sur con la Colonia San Genaro, esta comunidad está ubicada en la orilla sur del Río Julupe. **Coordenadas: N 13° 43' 56.8" W 89° 43' 44.3". Elevación: 275 MSNM.**

La situación habitacional es muy precaria; la mayoría de viviendas están hechas de materiales no adecuados, además no cuentan con acceso a servicios básicos con excepción del alumbrado público y electricidad domiciliar.

4.1.1.2 VALORACIÓN PARA LA INVESTIGACIÓN

La comunidad se encuentra en una zona de muy difícil acceso (Figura 4. 1), se tiene una pendiente muy inclinada para el ingreso a la zona desde la calle, esto resultaría especialmente difícil para el ingreso de maquinaria o equipo de construcción pesado; el cauce del rio en esta zona es muy profundo, alrededor de los 3.5 m, y la ribera sur que da a la comunidad esta constituida por un talud casi vertical al filo del cual están las viviendas.

En esta comunidad la ONG África 70 desarrollo una serie de obras de mitigación, ninguna de las cuales abarco alguna de contención de una crecida del rio, los aspectos en los que esta ONG intervino fueron la mejora de las vías

de evacuación, debido a que evaluaron poco acertada la construcción de cualquier obra a la margen del río.



Figura 4. 1 Acceso a la Comunidad Bendición de Dios. Fuente: Propia.

Desde el punto de vista de la aplicabilidad del CCR, esta zona no cumple con las características necesarias, ya que el ingreso de materiales y maquinaria requerida por la técnica es virtualmente imposible. El grupo evalúa que esta ubicación es inviable para ser el punto de proyecto.



Figura 4. 2 Vista de la Margen Sur del Rio Julupe. Fuente: Propia.

4.1.2 COMUNIDAD LUCES DEL RÍO

4.1.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LA COMUNIDAD:

Esta comunidad se ubica en las orillas del río Sensunapán, en el municipio de Sonsonate, departamento de Sonsonate; limita al Norte con la comunidad Brisas del Río Oseas, al poniente con el Río Sensunapán y la comunidad Río Bonito, al Sur con la comunidad El Palmar. **Coordenadas: 13°43'26.90"N, 89°43'17.40"W. Elevación: 229 msnm.**

Luces del río es una de las comunidades en más alto riesgo de inundación, ya que cuenta con antecedentes al respecto.

4.1.2.2 VALORACIÓN PARA LA INVESTIGACIÓN

La comunidad se encuentra en el corazón del casco urbano de Sonsonate, y posee buenas condiciones de acceso, la situación interna de la comunidad es diferente; su extrema cercanía con el lecho del río dejan sin mucho espacio de maniobra un posible proyecto constructivo (Figura 4. 3).



Figura 4. 3 Vista de la Comunidad Luces del Río. Fuente: Propia.

La zona ya ha sido intervenida por distintas ONG así como por la alcaldía de Sonsonate, es así que se han mejorado las vías de evacuación y se ha construido un muro pantalla (Figura 4. 4) de bloque de concreto cuya única función es retrasar una posible crecida, mas no contenerla.



Figura 4. 4 Muro Pantalla Construido en la Comunidad Luces del Rio. Fuente: Propia.

En la zona aguas abajo ya se cuenta con obras que han respondido satisfactoriamente a eventos de lluvia extrema, la comunidad El Palmar, cuenta con un muro de mampostería de piedra (Figura 4. 5) de muy buenas dimensiones, parecido a la estructura que sería propuesta por el grupo.

Como grupo y observando la cantidad de inversiones que ya se han realizado en la zona, abonado a las condiciones de difícil trabajo que se tendrían evaluamos la ubicación como posible, debido también a los factores positivos como buen acceso y la organización de comunidad y alcaldía.



Figura 4. 5 Muro Construido en la comunidad El Palmar. Fuente: Propia.

4.1.3 COMUNIDAD LA VEGA DEL SENSUNAPÁN.

4.1.3.1 CARACTERÍSTICAS DE LA COMUNIDAD

La comunidad vega del Sensunapán, esta al costado oriente del río Sensunapán en su zona de planicie costera, limita al norte y oriente con cañales, al poniente con el río Sensunapán y el municipio de San Antonio del Monte y al sur con sembradíos de caña. **Coordenadas: 13°41'3.57"N, 89°44'46.11"W. Elevación 151 msnm.** La mayoría de viviendas están hechas de madera o ladrillo, la comunidad no cuenta con servicios básicos, la disposición de los desechos es por medio de letrinas aboneras y la mayoría se abastece de agua potable por medio de pozos propios.

4.1.3.2 VALORACIÓN PARA LA INVESTIGACIÓN.

El acceso a la zona desde la carretera CA-12 (Carretera a Acajutla) es bastante bueno, el terreno es de accidentes poco notables, aunque al momento de la visita se observaron muchos encharcamientos.



Figura 4. 6 Fotografía Tomada desde una vivienda que muestra la cercanía del río. Fuente: Propia.

Las viviendas se encuentran, en la mayoría de casos, a una distancia razonable del río, sin embargo, lo poco elevado del terreno favorece el desbordamiento de este. Hay viviendas cuya cercanía al río propone un reto para el diseño y dimensionamiento de una estructura funcional (Figura 4. 6).

El cauce del río es de poca profundidad (Figura 4. 7) y la ribera de poca altura; según lo observado en campo de 2.5 a 3m de altura de agua es suficiente para que este desborde. Una de las condiciones beneficiosas de esta ubicación es la gran cantidad de rocas que se encuentran al alcance (Figura 4. 8), estas puede ser de utilidad como un elemento de contención de la socavación e incluso como agregado para la masa de CCR.



Figura 4. 7 Vista del Cauce del Río en Comunidad Vega del Sensunapán. Fuente: Propia.

Esta ubicación presenta las condiciones que el grupo evalúa como ideales para la aplicación de la técnica del CCR.



Figura 4. 8 Material Rocoso en las Riberas del Río Sensunapán. Fuente: Propia.

La comisión de protección Civil y el MARN han identificado esta zona como vulnerable ante desbordamientos, condición que favorece la elección de esta como el sitio focal de la Investigación.

Reunidos todos estos factores se concluye que esta será la ubicación seleccionada para realizar el estudio.

4.2 RECONOCIMIENTO DETALLADO DE LA ZONA Y UBICACIÓN TENTATIVA DE POZOS A CIELO ABIERTO.

En esta fase, que comprendió la segunda visita, realizada en específico a la comunidad Vega del Sensunapán, ubicación seleccionada como centro focal del estudio, se realizó un recorrido a pie para obtener información detallada de las condiciones en las que habitan las familias así como para familiarizarnos con las condiciones topográficas en las márgenes del río.

4.2.1.1 PLANIFICACIÓN DE LA VISITA

Previo a la visita se contaba con un reconocimiento hecho usando imágenes de Google Earth (Figura 4. 9), lo que esto nos permitió fue tener la distancia sobre la cual corre la comunidad y planificar la distancia ideal para excavación de pozos, en este caso se tomo la decisión de colocar pozos idealmente a cada 150 m pero esta distancia variaría según la disponibilidad de la ubicación específica, sea esta disponibilidad condicionada por topografía o falta de autorización en caso de estar la ubicación en una vivienda.



Figura 4. 9 Ubicación y Cadenamiento en Comunidad Vega del Sensunapán. Fuente: Google Earth.

Como materiales para el trabajo en esta visita contábamos con un odómetro GPS integrado en un teléfono celular, estacas marcadas y numeradas que harían las veces de testigos, cámara para documentar los eventos y libretas para tomar las notas necesarias.

4.2.1.2 COLOCACIÓN DE TESTIGOS

Los testigos no son mas que marcas que indican la ubicación en la cual se extraerán o fueron extraídas muestras de ensayo para un determinado proyecto, en nuestro caso, y a falta de algo mas tecnificado, se utilizaron estacas de madera con información escrita sobre ellas, la información que contenían era el numero de estaca y la estación a la que correspondía en el cadenamiento establecido por el grupo; paralelo a la actividad de clavado del testigo se anotaban las coordenadas de su posición, elevación y un pequeño esquema de ubicación y en general cualquier observación que a criterio del grupo fuese de relevancia en la zona cercana al punto de hincado del testigo.

Se colocaron 5 testigos en los 610 m de longitud considerados



Figura 4. 10 Testigo colocado en la estación 0+300. Fuente: Propia.

4.3 EXTRACCIÓN DE MUESTRAS (POZOS A CIELO ABIERTO)

La extracción de muestras alteradas es el último elemento comprendido en la actividad de campo y el más importante de todos.

La actividad se realizó el día martes 21 de octubre y se recogerían muestras de ubicaciones previamente reconocidas y marcadas para tal propósito, de las iniciales 5 ubicaciones planteadas y luego de análisis de las ubicaciones con el personal técnico del ISCYC se tomó la decisión de que 2 pozos serían suficientes para mantener una representatividad y reducir la cantidad de material que sería necesario trasladar desde el río Sensunapán hasta los laboratorios en Santa Elena.

Para la extracción de muestras de 2 pozos a cielo abierto se seleccionaron 3 ubicaciones tentativas, esto en caso no fuera posible la extracción en alguna de las locaciones seleccionadas (Figura 4. 11).



Figura 4. 11 Localización de Ubicaciones Tentativas y Pozos excavados. Fuente: Google Earth.

Las características de los Pozos a cielo abierto son: sección cuadrada de 1x1m y de profundidad variable, primeramente se debe realizar un descapote de la zona, para retirar el material orgánico y vegetación superficial; este descapote puede variar en espesor según la condición específica.

Luego y una vez superada la capa orgánica el material extraído se vierte directamente en sacos para su transporte, si en el proceso de excavación se encuentra un cambio de características en el estrato los materiales diferentes deben de colocarse en sacos diferentes a fin de conocer las características de cada uno de manera individual y marcar la elevación del pozo a la cual se encontró tal material.

4.3.1 UBICACIÓN 1, POZO A CIELO ABIERTO 1

Este se ubico en las coordenadas $13^{\circ}40'58.58''$; $89^{\circ}44'49.09''$; estación 0+150 en el cadenamamiento llevado, en una pequeña zona boscosa ubicada detrás del polideportivo de Sonsonate Figura 4. 11, el pozo se ubico a 4m de distancia del rio. Luego de un descapote de 20cm se encontró material arenoso de color café, en cual fue extraído, este se extendía, en vertical, desde la línea de los 20 cm de descapote hasta los 60 cm de profundidad a partir de este punto se encontró arena muy oscura de apariencia muy fina, al bajar de los 60 cm a los 75 se encontró el nivel freático, de este nivel se bajaron otros 5 cm para totalizar una profundidad de pozo de 80 cm, con lo cual se logro extraer suficiente material para las pruebas de laboratorio, 3 sacos de alrededor de 50 Kg cada uno conteniendo 2 estratos de suelo diferentes.



Figura 4. 12 Vista del PCA 1. Fuente: Propia.

4.3.2 UBICACIÓN 3, POZO CIELO ABIERTO 2

Ubicado en las coordenadas: 13°40'53.12" 89°44'59.33"; en la estación 0+500 en el cadenamiento llevado, este se encontró a una distancia mayor del lecho del río que el PCA 1 ya que la ribera estaba constituida por una zona pantanosa en la cual no era posible caminar y mucho menos extraer una muestra, debido a la dificultad y a la poca representatividad del material, así este se ubico a una distancia aproximada de 10 m del cauce del río.

El descapote en este pozo fue de menor altura ya que la capa orgánica resulto ser de poca elevación, alrededor de los 7 cm, a partir de esta distancia se extrajo material de color café y consistencia arenosa, muy similar al extraído en PCA1 se excavo en esta ubicación hasta una profundidad de 60 cm, a esta altura se contaba con suficiente material para los ensayos requeridos.

Con respecto al PCA 1 no se observo un cambio de estrato, así tampoco la aparición del nivel freático. La cantidad aparentemente menor de material extraído en esta ocasión se debe a que el material contenía mucha menos humedad que el extraído del PCA 1.

En este pozo también se observo la presencia de boleos o rocas de más de 3" de diámetro mezcladas con el material de suelo, lo cual marca una diferencia con respecto al PCA 1 en donde no se observo esta situación.



Figura 4. 13 Vista del PCA 2. Fuente: Propia.

4.4 INSPECCIÓN DEL MATERIAL EN LABORATORIO.

Un día después de haber extraído las muestras estas fueron inspeccionadas de manera manual-visual a fin de corroborar su idoneidad para ser sometidas a ensayo, esta inspección se llevó a cabo por el personal altamente experimentado del ISCYC.

Al analizar el material extraído del PCA 1 se observó que el material extraído de ambos estratos aparentemente diferentes, era en verdad de características físicas muy similares y ya que el color no es una característica que defina a un material se concluyó que el material podía y sería tratado como uno solo, sin embargo, también, a criterio del personal, el material se encontraba contaminado con materia orgánica, por lo que se recomendó que el material no fuera ensayado para propósitos de obtención de datos de diseño, es decir que no se le practicaría la prueba de Humedad de Compactación Proctor, ni tampoco la prueba de CBR debido a que los datos no serían de la calidad requerida. Aun así, este material si sería ensayado para fines de lograr su clasificación, se le realizaría las pruebas de análisis granulométrico y las de límites de Atterberg.

En el caso del material proveniente del segundo pozo, si se observó la presencia de material orgánico, pero este consistía en hojas y/o ramas, las cuales podrían ser fácilmente retiradas mediante el tamizado de la muestra por la malla de $\frac{3}{4}$ " por lo que no influirían en dar resultados viciados; al no observar en esta muestra la presencia de algún tipo de contaminante sería este el material de ensayo para la obtención de datos de diseño.

Los materiales de los PCA 1 y 2 presentaban características muy similares, a excepción claro del contaminante orgánico, con lo cual el material del PCA 2, objeto de ensayos, sería representativo para ambos materiales, esto será comprobado posteriormente cuando los materiales de ambos pozos sean ensayados y clasificados.

Con este reconocimiento se procedió al ensayo de los suelos para la obtención de los datos de diseño requeridos.

CAPÍTULO V: TRABAJO DE LABORATORIO

5.1 ENSAYO DE SUELOS.

Luego de la obtención de las muestras se procederá al ensayo de estas para la obtención de los datos para el diseño de bordas, dentro de estos aspectos los parámetros a obtener son la clasificación del suelo y la capacidad soportante de este, además de otros datos que puedan ser inferidos de estos a través de correlación (ej.: ángulo de fricción interna). Así pues, para lograr la clasificación del suelo las pruebas requeridas son: el análisis granulométrico, y los límites de Atterberg; mientras que para la capacidad soportante las pruebas a realizar serán la humedad de compactación Proctor y la prueba de CBR²¹.

Para la realización de los diferentes ensayos que a continuación se describen existen ciertos instrumentos cuyo uso es general de todos, no solo para suelos sino también para agregados; instrumentos que por la naturaleza del ensayo sean de uso específico de cada uno se mencionaran en su momento durante la descripción del ensayo; en general, los equipos necesarios para los ensayos son:

- Balanzas con precisión de 0.1g y 1g (Figura 5. 1a).
- Mallas de diferentes tamaños de abertura (Figura 5. 1b).
- Horno capaz de mantener una temperatura uniforme de $110\pm 5^{\circ}\text{C}$.
- Taras metálicas para muestras (Figura 5. 1c).
- Capsulas de Porcelana (Figura 5. 1d).

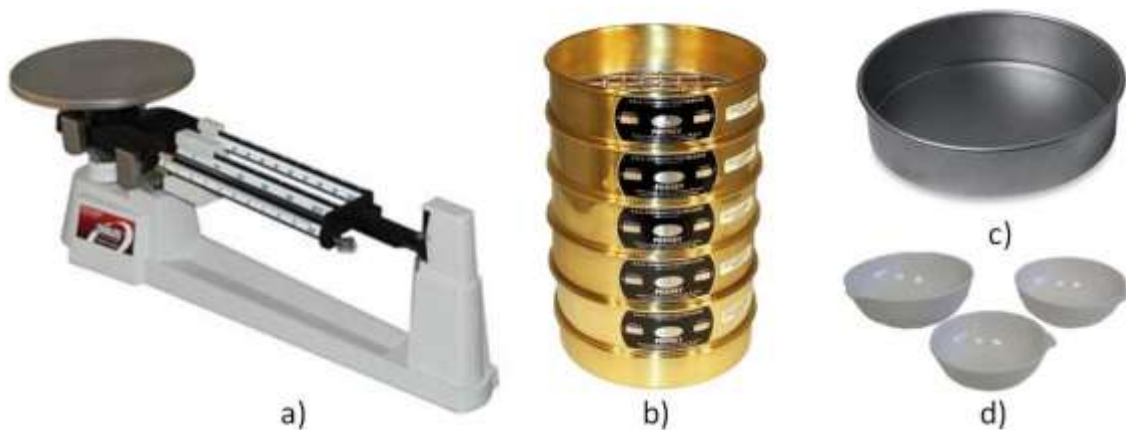


Figura 5. 1 Diferentes Equipos para Ensayos en Laboratorio. Fuente: www.soiltestlab.com

²¹ California Bearing Ratio ó Relación de Soporte de California.

5.1.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (AASHTO T-27/ASTM D-422)

Conocer la granulometría del suelo es uno de los parámetros clave para comprender sus características, y para lograr su adecuada clasificación dentro de los diferentes sistemas que para este fin existen.

Este método consiste en el tamizado de una muestra de suelo, previamente cuarteada, por una serie de tamices (fig. 5.1b) en los cuales se registra el peso de material retenido en cada uno y luego este se expresa como porcentaje del peso total en la curva granulométrica.

La norma establece 2 métodos diferentes a seguir, por un lado el método manual y por otro el método mecánico, cada uno aplicable a cada caso en específico, dado que el suelo no presentaba retenido en la malla $\frac{3}{4}$ " se realizó el tamizado de forma mecánica; la Figura 5. 2 muestra el equipo usado.



Figura 5. 2 Tamizador Mecánico. Fuente: Propia.

5.1.2 LIMITE LÍQUIDO (AASHTO T-89)

La determinación de este valor es crucial para la clasificación del suelo; el instrumento indispensable para la realización del ensayo es la copa de Casagrande y así mismo el ranurador de muestra; este se muestra en la Figura 5. 3. Este ensayo se realiza únicamente para la fracción más fina del material, la que pasa la malla #40.

El procedimiento consiste en colocar y ranurar una muestra de suelo en la copa, luego esta se deja caer repetitivamente de una altura de 1cm, a una velocidad de 2 golpes por minuto, hasta que las fracciones se juntan una

distancia específica, el procedimiento se realiza con diferentes contenidos de humedad, con estos se traza una curva y se interpola por un valor en específico, todos estos parámetros son definidos por la norma en cuestión.



Figura 5. 3 Copa de Casagrande, Ranurador de Muestra y Muestra Ranurada. Fuente: Propia.

5.1.3 LIMITE PLÁSTICO E ÍNDICE DE PLASTICIDAD (AASHTO T-90)

Para la realización de esta prueba se usa el mismo material que se humedeció y homogeneizado para la prueba de Limite Liquido.

Esta prueba marca el punto en el cual el suelo pasa del estado sólido al plástico y es necesario para la clasificación de cualquier suelo.

El equipo para el ensayo no es tecnificado, consiste únicamente en una superficie lisa, generalmente un placa de vidrio de tamaño suficiente para desliar el material, la norma dicta los procesos a realizar.

Finalmente el índice de plasticidad se calcula como: $IP = LL - LP$

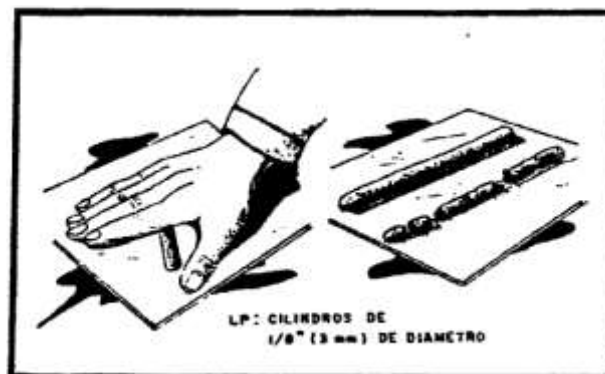


Figura 5. 4 Hechura de Rollitos Para Límite Plástico. Fuente: www.soiltestlab.com

5.1.4 HUMEDAD DE COMPACTACIÓN PROCTOR (AASHTO T-180)

A mayor densidad mayor resistencia del suelo, es por esto que obtener la humedad óptima para la máxima densidad de compactación es importante, el aparato indispensable para este ensayo es el molde Proctor, su collarín y el martillo de 4.54kg (Figura 5. 5) el cual cae de una altura de 457mm. La norma establece 4 métodos diferentes para el ensayo (Tabla 5. 1) del cual el más común de utilización es el método "D", sin embargo el que será usado en nuestro caso es el método "C", esto debido a las características de finura del material a ensayar.

	MÉTODO "A"	MÉTODO "B"	MÉTODO "C"	MÉTODO "D"
Molde	4"	6"	4"	6"
Volumen Molde	0.000943 m ³	0.002124 m ³	0.000943 m ³	0.002124 m ³
Suelo pasa el tamiz	Nº 4	Nº4	¾"	¾"
% de suelo retenido	40%	40%	30%	30%
Nº de golpes	25	56	25	56
Nº de capas	5	5	5	5

Tabla 5. 1 Métodos Para Realizar la Compactación Proctor. Fuente: Norma AASHTO T-180



Figura 5. 5 Izquierda a Derecha: Base, Molde Proctor, Collarín y Martillo de 4.54 kg. Fuente: Propia

El método consiste en compactar diferentes porciones de un mismo suelo con diferentes contenidos de humedad hasta encontrar la cantidad de agua para la cual se obtiene el máximo peso volumétrico seco, esto mediante la ayuda de la gráfica generada al graficar contenidos de humedad vs el peso volumétrico seco obtenido para tal humedad.

5.1.5 RELACIÓN DE SOPORTE DE CALIFORNIA (CBR POR SUS SIGLAS EN INGLES) (AASHTO T-193)

El CBR es ampliamente usado en el mundo de las carreteras como prueba de la capacidad de soporte de rasantes, bases y sub-bases, de este valor es posible correlacionar una gran cantidad de otros valores como lo son el módulo de resiliencia, el módulo de reacción, etc. la prueba se divide en 3 etapas, compactación, saturación y penetración.

La compactación se realiza en 3 especímenes, para esto es necesario tener el valor de humedad optima, obtenido de la prueba de compactación Proctor, los especímenes deben compactarse con este contenido de humedad, en un rango de pesos volumétricos variables del 105 al 95%, esto se logra generalmente aplicando 56, 25 y 10 golpes por capa. El equipo para este proceso es similar al usado en el ensayo Proctor, con la diferencia de que la placa base es agujerada para permitir la saturación del espécimen.



Figura 5. 6 Molde con espécimen para CBR ya compactado, previo a su Saturación. Fuente: Propia.

Una vez compactados los especímenes estos deben sumergirse en agua, y cubrir completamente la muestra, el tiempo de saturación es generalmente de 96 horas, durante este periodo deben tomarse medidas de hinchamiento, esto debido a que la absorción de humedad causa que la muestra se dilate, hinchamientos altos son indicio de suelos arcillosos.

Finalmente la penetración de las muestras es la que proporciona los datos de interés de la prueba de CBR; en esta etapa se evalúa la resistencia

que opone una muestra de suelo a ser penetrada 0.1” y 0.2”, por un pistón de 3 pulgadas cuadradas de área a una velocidad constante de 1.27 mm/min.



Figura 5. 7 Espécimen para CBR en saturación junto con cilindros en curado. Fuente: Propia.

El valor de CBR se expresa como porcentaje del esfuerzo de un suelo patrón el cual es para todos los casos piedra triturada con un esfuerzo estándar de 1000 y 1500 psi a penetraciones de 0.1” y 0.2” siendo los esfuerzos registrados a estos valores los que se toman para diseño.



Figura 5. 8 Maquina de Penetración de CBR y espécimen en ensayo. Fuente: Propia.

Los resultados, hojas de cálculo y registro para todos los ensayos realizados a las muestras de suelo se encuentran en los anexos del “A” al “D”

5.2 ENSAYOS A AGREGADOS PARA CCR.

La importancia del ensayo a los agregados a ser usados en las mezclas de CCR es que de estos se obtienen los datos necesarios para realizar el proporcionamiento de mezcla y así garantizar las características requeridas y la máxima economía posible de la mezcla.

5.2.1 MUESTREO DE AGREGADOS (ASTM D-75)

El muestreo es importante ya que la porción de material de varios kilogramos que se tome de un apilamiento de varias toneladas debe de tener la representatividad de las características totales de apilamiento.

Para el caso la norma expone 2 maneras de realizar un muestreo, desde la banda transportadora y desde un apilamiento, la norma sugiere que siempre que sea posible se utilice el muestreo en banda, sin embargo en nuestro caso no fue posible, así que se realizó el muestreo en apilamiento.

El muestreo fue realizado en el plantel Chanmico de Holcim El Salvador, por el personal del ISCYC capacitado para tal procedimiento.

5.2.2 REDUCCIÓN DE MUESTRA A TAMAÑO DE ENSAYO (ASTM C-702)

Luego del muestreo se tiene una gran cantidad de material, la cual no se puede ensayar de manera total, sino que debe “cuartearse” o reducirse al tamaño que la norma de cada ensayo establezca; así para la reducción a tamaño de muestra existen 3 métodos, cuarteo mecánico, cuarteo manual (Figura 5. 9) y cuarteo de un apilamiento en miniatura.

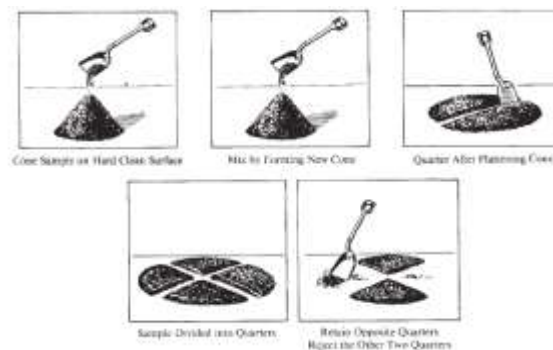


Figura 5. 9 Procedimiento para Cuarteo Manual. Fuente: Norma ASTM C-702.

Para nuestro caso en la arena se usó el método del apilamiento en miniatura y en la grava se usó tanto el cuarteo manual como el mecánico.

5.2.3 ANÁLISIS POR TAMIZADO DE AGREGADOS (ASTM C-136)

Este método es usado para determinar la graduación de materiales propuestos para ser usados como agregado en mezclas de concreto asfáltico, hidráulico, etc. Los resultados son usados para asegurar la aplicabilidad de la distribución de las partículas a requerimientos de la especificación del proyecto.

Este método se usara para determinar la graduación de materiales propuestos para usarse como agregados y determinar si son aptos para su uso.

La Norma ASTM C-136 proporciona los parámetros a seguir para la selección del tamaño de muestra según su tamaño nominal, los tamices a utilizar también están referidos al tamaño del agregado. Para conocer la granulometría pueden usarse dos métodos: el manual y el mecánico. La norma nos explica el procedimiento de ambos; en nuestro caso, la granulometría de la arena se realizara por el método mecánico y la grava de forma manual.

5.2.4 GRAVEDAD ESPECÍFICA Y ABSORCIÓN (ASTM C-127 Y C-128)

La gravedad específica es una característica usada para calcular el volumen de agregado que ocupara dentro de una mezcla que puede ser de concreto hidráulico, concreto asfáltico, etc.

La absorción se usa para calcular el cambio en el peso del agregado debido al agua que se aloja en las grietas de este en contacto con la humedad.

Previamente a empezar el ensayo, tanto la arena como grava deben extenderse y secarse al sol lo más posible.

Para determinar la Gravedad Específica existen varias maneras, descritas en la norma respectiva; Para Agregado Grueso, tenemos el Método del Sifón, Método del Picnómetro y el Método de la Canastilla y Para Agregado Fino, El Método del Picnómetro, Método de Le Chatellier y el Método de Matraces; Para nuestro caso, en el agregado Grueso se usará el Método de la Canastilla y en el Agregado Fino el Método del Picnómetro (Figura 5. 10).

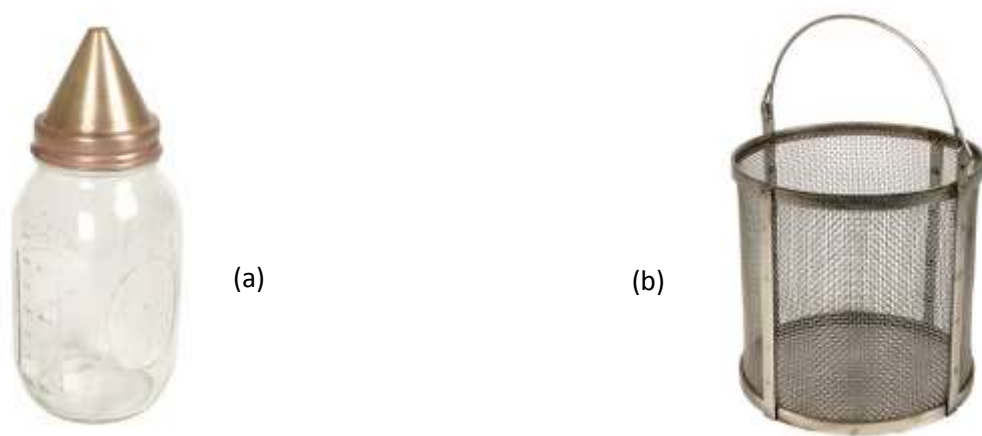


Figura 5. 10 Picnómetro(a) y Canastilla (b). Fuente: www.soiltestlab.com

5.2.5 PESO VOLUMÉTRICO Y CONTENIDO DE VACIOS (ASTM C-29)

El objetivo del este ensayo es obtener el valor de la densidad Bulk, el cual será usado en el proporcionamiento de la mezcla.

Bajo esta norma existen tres tipos de Pesos Volumétricos que dependen del acomodamiento del material: Peso Volumétrico Suelto (P.V.S.), el Peso Volumétrico Varillado (P.V.V.) y Peso Volumétrico Compactado (P.V.C.), de estos los necesarios para efectos de diseño de mezcla son lo pesos volumétricos suelto y varillado.

Los elementos necesarios para esta prueba son: recipiente calibrado de volumen interno conocido (Figura 5. 11), seleccionado acorde con lo que la norma especifica y una varilla “punta de bala”



Figura 5. 11 Recipiente para la Prueba de Peso Volumétrico y Muestra de Ensayo. Fuente: Propia.

5.3 DISEÑO Y ELABORACIÓN DE MEZCLA

5.3.1 DISEÑO DE MEZCLA

El proceso de diseño de la mezcla de CCR se hará siguiendo los lineamientos dados por el código ACI 211.3: “Guía para el Proporcionamiento de Concretos Sin Revenimiento”, usando los datos obtenidos de los ensayos a agregados y recomendaciones del personal técnico del ISCYC. En la tabla siguiente se muestra el resumen de los resultados de los ensayos hechos a los agregados de la mezcla.

Tipo de Agregado	Ensayo	Resultado
Cemento (ASTM C-1157, tipo GU)	ASTM C 188 (No se Realizo)	Gs = 2.91
Agregado Fino	ASTM C 556	%humedad. = 14.20%
	ASTM C 136	M.F.= 2.78
	ASTM C 128	Gs Seco = 2.36; Gs SSS = 2.47 %Abs. = 4.66%
	ASTM C 29	P.V.V.= 1518.21 P.V.S.= 1475.8
Agregado Grueso	ASTM C 556	%humedad. = 2.34%
	ASTM C 136	T.M.N.= $\frac{3}{4}$ "; T.M. = $\frac{3}{4}$ "
	ASTM C 127	Gs Seco = 2.55; Gs SSS = 2.58 % Abs. = 0.97%
	ASTM C 29	P.V.V. = 1533.7 P.V.S. = 1463.7

Tabla 5. 2 Tabla Resumen de datos necesarios para Diseño de Mezcla. Fuente: Propia

Con los datos ya obtenidos a continuación se detalla el proceso de proporcionamiento hecho de manera manual siguiendo los pasos expuestos por el ACI 211.3; adicionalmente en el Anexos “I” se coloca una hoja electrónica facilitada por el ISCYC, la cual realiza el proporcionamiento de manera automática con la entrada de los datos requeridos.

5.3.1.1 SELECCIÓN DE LA CONSISTENCIA

El ACI 211.3 designa 5 tipos de consistencia, estas se detallan en la Tabla 5. 3, de estas se selecciona una consistencia Rígida (Stiff), esto debido a que consistencias súper secas, generalmente requieren el uso de aditivos en la mezcla, una condición que el grupo supone como una inconveniencia en el proceso de elaboración de mezcla, además consistencias más plásticas que esta son consideradas como mezclas con revenimiento medible, es decir, quedan fuera del interés de este documento.

Consistencia	Revenimiento in(mm)	VeBe (s)
Extremadamente Seca	—	32 - 18
Muy Rígida	—	18 - 10
Rígida	0 - 1 (0 - 25)	10 - 5
Rígida Plástica	1 - 3 (25 - 75)	5 - 3
Plástica	3 - 5 (75 - 125)	3 - 0
Muy Plástica	5 - 7.5 (125 - 190)	—

Tabla 5. 3 Medidas de Consistencia para Revenimiento y Aparato VeBe. Fuente: ACI 211.3

5.3.1.2 SELECCIÓN DEL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO

De los ensayos el T.M.N. de la grava es $\frac{3}{4}$ " y su Tamaño Máximo de $\frac{3}{4}$ ".

5.3.1.3 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO (f'_{CR})

Nuestra resistencia requerida (f'_c) es de 280 Kg/cm², sin embargo acorde con el ACI 214 debe de calcularse un sobrediseño para disminuir el porcentaje de fallas a un rango aceptable, constituyendo este la resistencia de diseño (f'_{cr}).

Al no tener registros estadísticos de la mezcla a realizar, se toman parámetros empíricos sobre el coeficiente de variación, estos valores son recomendación del personal técnico del ISCYC, así, el coeficiente de variación de esfuerzos será del 10%, mientras no más de 1 de cada 10 ensayos deberá tener valores de compresión por debajo del valor de diseño.

El f'_{cr} se obtiene, para nuestro caso, multiplicando nuestro f'_c por 2 factores, el primero, un factor de sobrediseño, obtenido de la Figura 5. 12, en

base al coeficiente de variación y el número de ensayos que se esperan por debajo de f'_c y el segundo un factor de corrección, ya que las tablas de proporcionamiento funcionan para cementos C-150 y al usar cemento C-1157 debe de corregirse; el valor a usar en este caso será de 1.1, esto por recomendación del personal técnico del ISCYC. De esta manera nuestro f'_{cr} es:

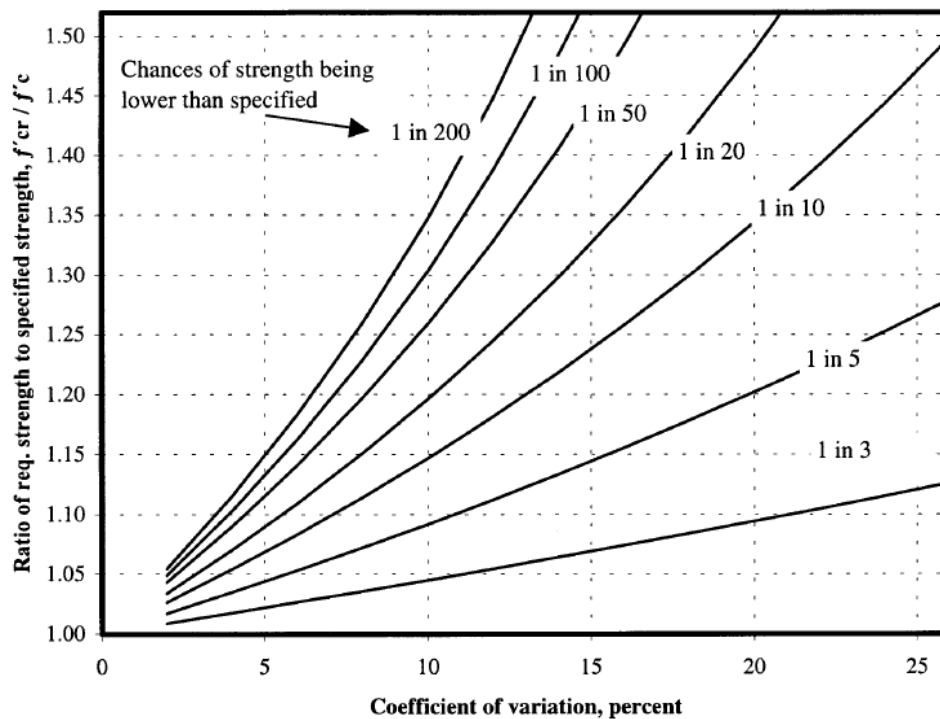
$$F'_{cr} = f'_c \times \text{factor} \times 1.1 = 280 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.15 \times 1.1 = 354.2 \text{ Kg/cm}^2 = 5000 \text{ psi}$$


Figura 5. 12 Relaciones entre la Resistencia Requerida f'_{cr} y la resistencia especificada f'_c para diferentes coeficientes de variación y probabilidades de caer bajo la resistencia especificada, Obtenida del ACI 214R-02 Sección 4.3

5.3.1.4 SELECCIÓN DE LA RELACIÓN AGUA/CEMENTO (A/C)

El cálculo de este valor se realiza usando la figura 5.13, usando el valor de f'_{cr} y la curva para concretos sin aire incluido, se obtiene la relación a/c necesaria. Con $f'_{cr} = 5000 \text{ psi}$ se obtiene $a/c = 0.48$; sin embargo al considerar las condiciones de intemperie a las que la estructura se verá expuesta, y por recomendación del personal técnico del ISCYC, y para garantizar una durabilidad adecuada tomaremos como máximo una relación $a/c = 0.45$, siendo esta la relación seleccionada.

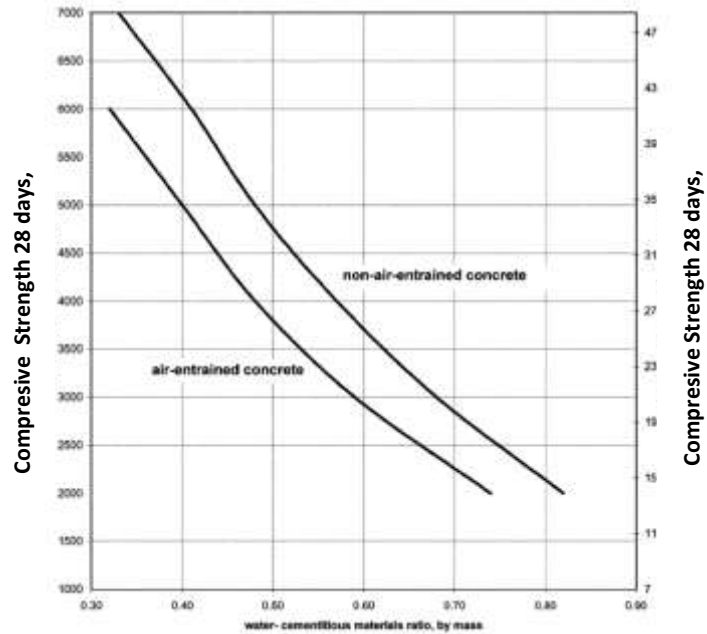


Figura 5. 13 Relaciones Agua-Cemento para distintas resistencias a Compresión. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 3.4

5.3.1.5 CÁLCULO DE LA CANTIDAD APROXIMADA DE AGUA DE MEZCLA

Este paso se realiza usando la Figura 5. 15 a esta se ingresa con el tamaño máximo del agregado ($\frac{3}{4}$ ") y la consistencia deseada (Stiff); así, la cantidad de agua es **175L**, pero por recomendación del personal del ISCYC esta cantidad se reduce a **135L** esto por motivos de economía de mezcla.

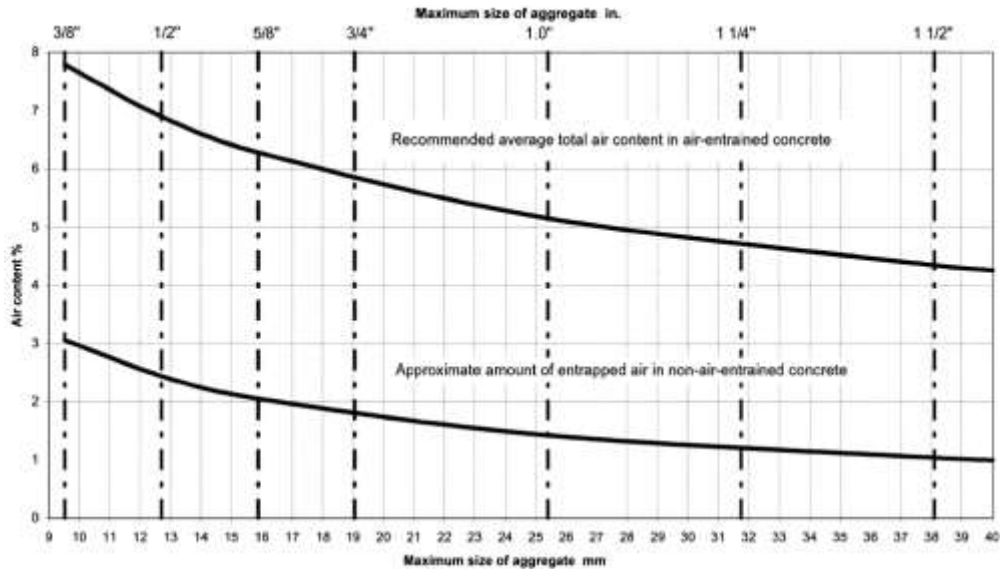


Figura 5. 14 Aire Atrapado en Concreto. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 2.3.

De la Figura 5. 14 se obtiene la cantidad de aire atrapado; con un T.M.= 3/4" y un concreto sin aire incluido, la cantidad de aire atrapado es de 1.75%. El volumen real de aire en la mezcla es: $1.75 \% \times 1000 \text{ L} / 100 \% = 17.5 \text{ L}$

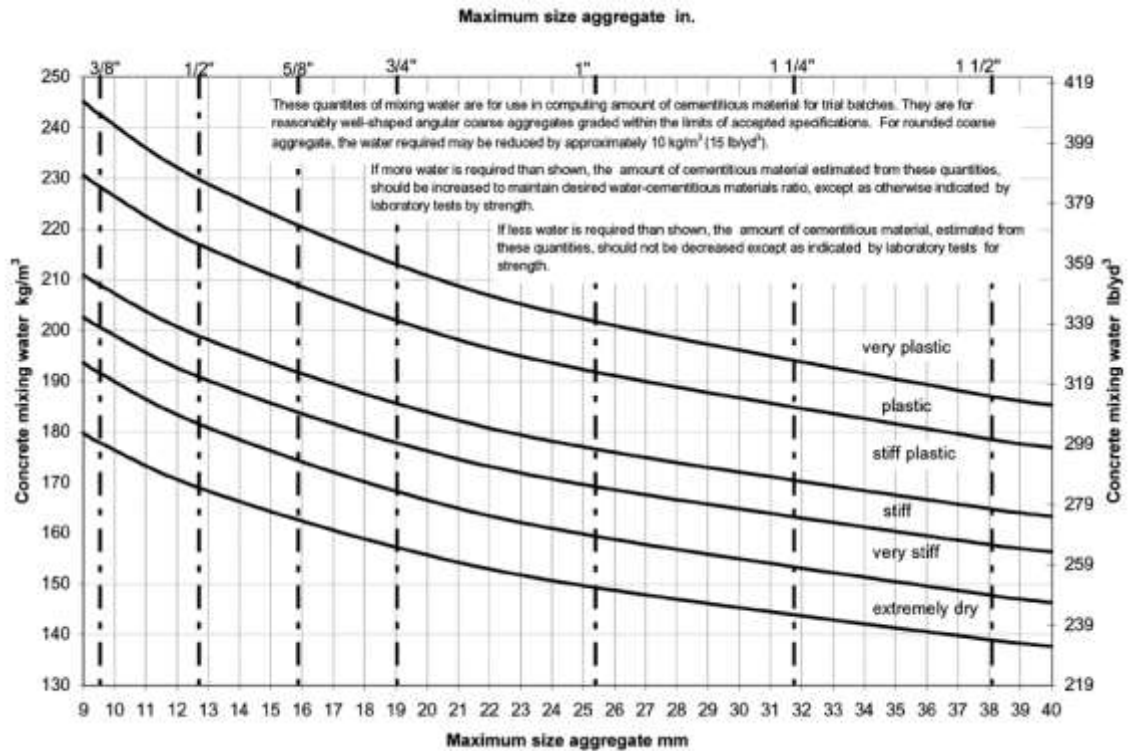


Figura 5. 15 Cantidad de Agua de Mezcla Necesaria Segun Consistencia y Tamaño Maximo de Agregado. Fuente ACI 211.3R-02 Seccion 2.3

5.3.1.6 CALCULO DE LA CANTIDAD DE CEMENTO

Conocida la cantidad de agua de mezcla y la relación A/C, la cantidad de cemento se obtiene realizando un simple despeje.

$$A/C = 0.45 = 135 \text{ kg} / C \quad \Rightarrow \quad C = 135\text{kg} / 0.45 = 300 \text{ kg}$$

Conociendo la gravedad específica de cemento $G_s = 2.91$ calculamos el volumen de cemento:

$$300 \text{ Kg} / 2.91 \text{ Kg/L} = 103.1 \text{ L}$$

5.3.1.7 SELECCIÓN DE LA CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO

Este paso se realiza ingresando a la Figura 5. 16 con el tamaño máximo del agregado y el módulo de finura de la arena; así para T.M.=3/4" y M.F.=2.8 la

cantidad de agregado grueso es de 0.64m^3 . Luego a esta cantidad se le debe aplicar un factor de corrección, auxiliándose de la Figura 5. 17; para consistencia “Stiff” y el T.M.= $\frac{3}{4}$ ” el factor de corrección es de 1.15.

La cantidad de grava a usar en la mezcla es: $0.64 \times 1.15 = 0.74\text{m}^3$.

La cantidad de grava encontrada debe convertirse a peso, usando su P.V.V.; de los ensayos P.V.V.= $1,533.7 \text{ kg/m}^3$, así el peso es:

$$1533.7 \text{ kg/m}^3 \times 0.74 \text{ m}^3 = 1134.94 \text{ Kg}$$

Luego este peso debe convertirse a volumen efectivo dentro de la mezcla, usando la gravedad específica de la grava, $G_s \text{ SSS} = 2.58$.

$$1134.94 \text{ Kg} / 2.58 \text{ Kg/L} = 439.90 \text{ L}$$

5.3.1.8 CALCULO DE LA CANTIDAD DE AGREGADO FINO

El volumen de agregado fino se calculó luego de sumar todos los volúmenes del resto de materiales y restarlos del volumen de 1m^3 ; el volumen de materiales hasta este punto es:

Aire.....	17.5
Agua.....	135
Cemento.....	103.1
<u>Grava.....</u>	<u>439.90</u>
Total.....	695.49

Cantidad de Arena = $1000 \text{ L} - 695.49 \text{ L} = 304.51 \text{ L}$

Cantidad que en peso es igual a: **$304.51 \text{ L} \times 2.47 \text{ Kg/L} = 752.14 \text{ Kg}$**

Con esto el proporcionamiento para 1 m^3 queda como se muestra:

Material	Cantidad para 1 m ³ (Kg)
Cemento	300
Arena	752.14
Grava	1134.94
Agua	135

Tabla 5. 4 Cantidades Requeridas para 1 metro cubico de CCR. Fuente: Propia.

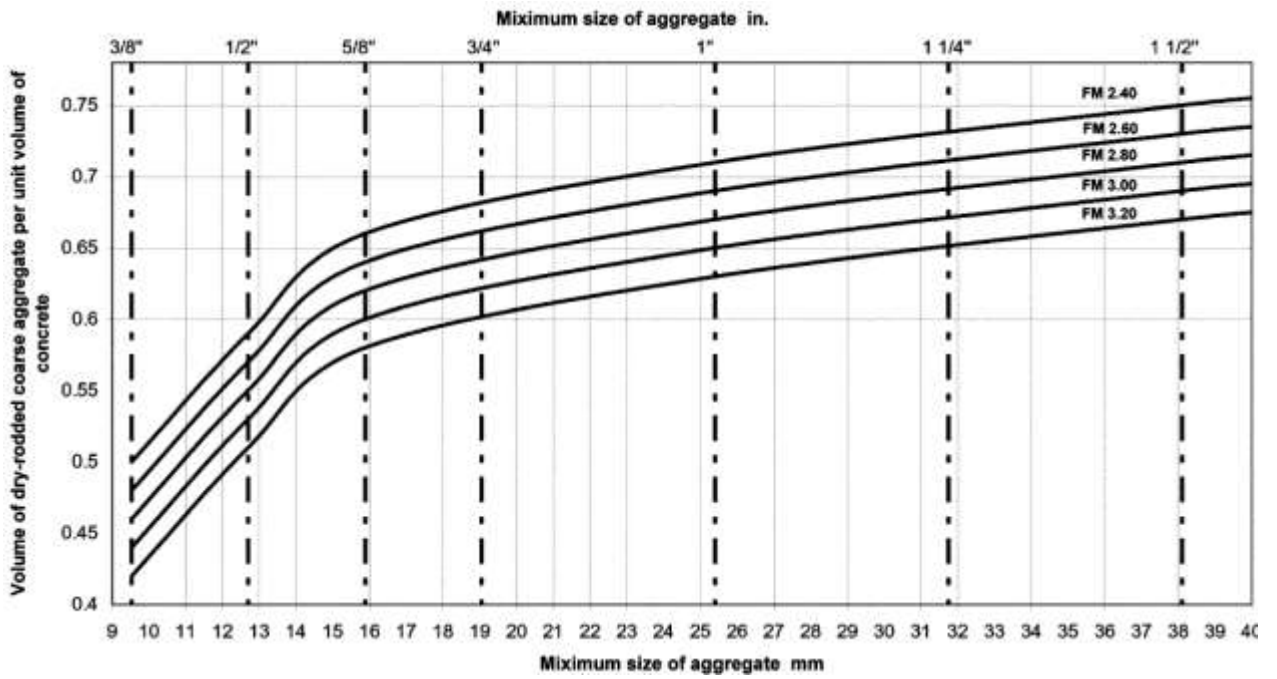


Figura 5. 16 Volumen de Grava por Unidad de Volumen de Concreto de Consistencia Plástica.
Fuente ACI 211.3R-02 Sección 3.5

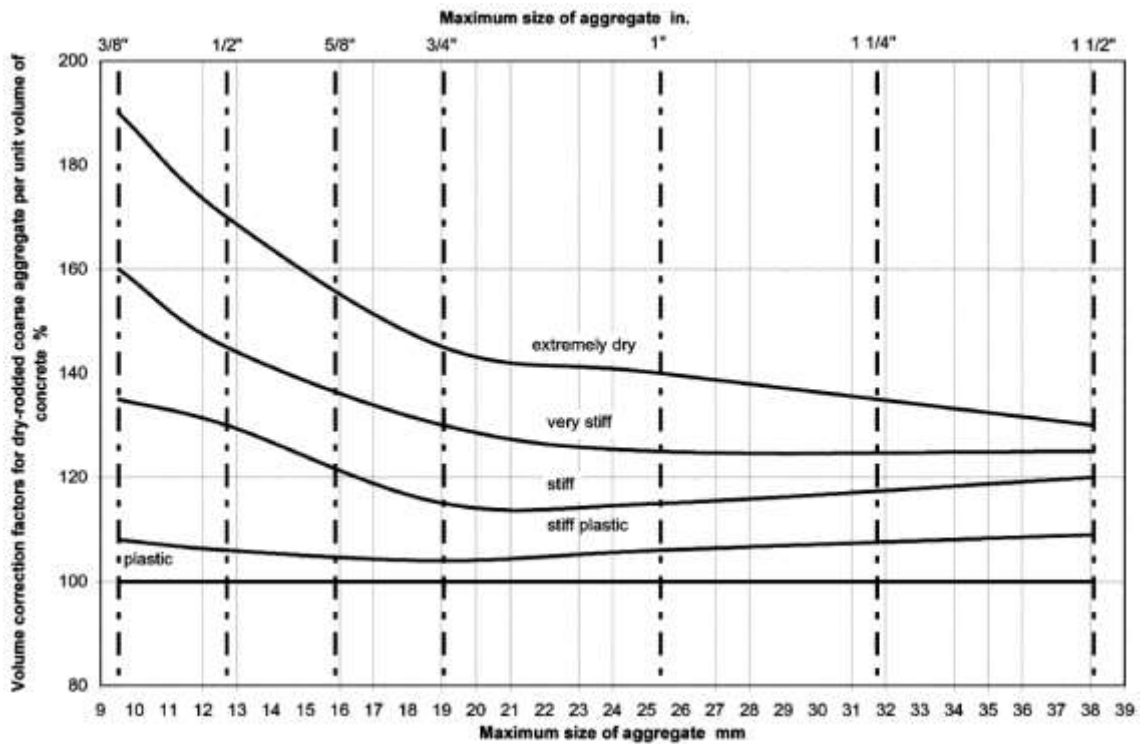


Figura 5. 17 Factores de Corrección de Volumen de Grava para Concretos de Diferentes Consistencias. Fuente ACI 211.3R-02 Sección 3.5

5.3.1.9 CORRECCIONES POR HUMEDAD

La humedad de los materiales juega un rol determinante al momento de realizar la mezcla, una humedad por encima del valor de absorción del agregado aporta agua que aumenta la relación agua/cemento, y por debajo causa pérdida de trabajabilidad, la corrección se realiza como sigue:

	Cálculo	Arena	Grava
(a) Humedad %	-	14.20%	2.34%
(b) Absorción %	-	4.70%	1.00%
(c) Humedad Libre %	$c = a - b$	9.50%	1.34%
(d) Peso agregado por m ³ Kg L	-	752.14	1134.94
(e) Aporte de Agua L	$e = d * c$	71.45	15.21
(f) Peso de Agregado Corregido	$f = d * (1+a)$	858.94	1161.5
(g) Agua de Mezcla Inicial	*	135	
(h) Agua de Mezcla Corregida	$h = g - e$	48.34	

Tabla 5. 5 Corrección por Humedad en Proporciones de Mezcla. Fuente: Propia.

Con la corrección anterior realizada; las cantidades finales para 1 m³ y para una bachada de 20 L, quedan de la siguiente manera.

Material	Cantidad para 1 m ³ (Kg)	Cantidad para 20 L (Kg) (Mezcla de Prueba)
Cemento	300	6
Arena	858.94	17.18
Grava	1161.50	23.23
Agua	48.34	0.97

Tabla 5. 6 Proporcionamiento Corregido para 1 metro cubico y 20 L de CCR. Fuente: Propia.

5.3.2 ELABORACIÓN DE MEZCLA

Debido a la dificultad que el CCR presenta para ser mezclado a mano, para la elaboración de la mezcla se decidió usar concretera, la cual presenta una buena homogenización de los materiales así como la oportunidad de corregir la humedad de mezcla en el mezclado.

Para la elaboración de la bachada de prueba se consideró el volumen de esta de 20L suficiente para la elaboración de 3 cilindros, las cantidades requeridas se muestran en la tercera columna de la Tabla 5. 6.

Al momento de elaborar esta bachada se colocaron dentro de la concretera arena, grava y cemento, y luego, gradualmente, el agua, con esto y en base en observaciones hechas por los técnicos del ISCYC se observó que al agregar la cantidad de agua calculada se obtenía una consistencia ideal (Figura 5. 18), con lo que el diseño y proporcionamiento realizado es correcto y será el usado para el resto de bachadas que se produzcan.



Figura 5. 18 Consistencia del CCR elaborado. Fuente: Propia.

Previo a explicar el procedimiento para el forjado de espécimen de CCR se expone la metodología a ser seguida para el proceso.

Ya que nuestros ensayos no corresponden a un estudio de generación de datos sino únicamente de validación de diseño de mezcla la cantidad de cilindros a forjar será relativamente pequeña

Se ensayaran cilindros a 4 edades diferentes 7, 14, 21 y 28 días, y para cada edad será necesario el ensayo de 2 cilindros para que el valor de resistencia de la mezcla sea calculado como el promedio de resistencia de los 2 cilindros. Así, la cantidad de probetas necesarias es de 8, y como respaldo se elaboraran 4 cilindros más los cuales serán de reserva en caso de ser necesario su ensayo totalizando así 12 cilindros, es decir, 4 bachadas.

5.3.3 ELABORACIÓN DE CILINDROS USANDO ROTOMARTILLO

La Norma ASTM C-1435 describe el proceso. Los especímenes son moldeados verticalmente en moldes cilíndricos mediante compactación usando un martillo vibratorio eléctrico, equipado con un eje y una placa circular (Figura 5. 19). Los materiales requeridos son el molde cilíndrico de 6” de diámetro y 12” de altura, acorde a la especificación ASTM C-470, el rotomartillo y su placa apisonadora de 5 ¾” de diámetro, cucharon y regla enrasadora.

El procedimiento a seguir se describe a continuación:

- a) Se apoya el molde sobre una superficie plana, sin irregularidades (fig. 5.19).
- b) Se coloca dentro del molde material suficiente para que sea llenado $\frac{1}{4}$ de su volumen después de la compactación.
- c) Se introduce el rotomartillo en el molde y se aplica presión sobre este, la señal de que la compactación se esta desarrollando correctamente es que se genera un anillo de lechada en la parte inferior del molde. Una vez compactada la capa, esta se escarifica para que la siguiente se adhiera.
- d) Se repite el proceso para las capas subsecuentes; en la última capa debe usarse un collarín para que el material compactado quede alrededor de 1cm por sobre el borde del molde.
- e) La superficie se enrasa y se nivelan las irregularidades usando la pasta generada alrededor del roto martillo durante el compactado.
- f) El cilindro forjado debe desmoldarse en las siguientes $24\pm 4h$ y sumergirse en agua para garantizar un curado adecuado y por tanto su calidad.



Figura 5. 19 Elaboración de Cilindros de CCR y Rotomartillo (HILTI TE-804). Fuente: Propia.

5.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE (ASTM C-39)

La resistencia a la compresión es la medida por excelencia en la determinación de la calidad de un concreto, es usada para fines de control de calidad así como la determinación de otros parámetros correlacionables a ella como lo son el módulo de elasticidad y el módulo de ruptura entre otros.

Previo al ensayo del espécimen en la máquina de compresión Figura 5. 20, este debe ser pesado, su diámetro calculado como el promedio de 2 medidas perpendiculares entre si y de igual manera debe medirse su altura.

El cilindro se coloca entre 2 placas de neopreno a fin de garantizar que la presión ejercida por la maquina sea uniforme en la superficie de este, un vez colocado y centrado el cilindro dentro de la máquina, a este se le aplica presión a una tasa constante hasta que este falla.

La máquina de compresión registra automáticamente el esfuerzo último al cual la probeta falla, así mismo las deformaciones que sufre. La máquina calcula un esfuerzo de falla en base al diámetro de cilindro que la norma especifica, sin embargo el esfuerzo real debe de calcularse usando el diámetro real medido previo al ensayo del cilindro; ya que este diámetro generalmente sufre variaciones permitidas respecto al especificado.



Figura 5. 20 Maquina de Ensayo a Compresión y Espécimen Ensayados. Fuente: Propia.

En la tabla siguiente se muestra el resumen de los resultados de los ensayos a compresión realizados, en el anexo “J” se muestra la hoja de registro del ISCYC en la cual se reportan la totalidad de los datos.

CILINDRO No	EDAD (días)	DIAM. (cm)	AREA (cm ²)	PESO (g)	CARGA (kg)	RESIST (kg/cm ²)	PROM.
8	7	15.1	179.08	13130	48100	268.60	288.53
9	7	15.1	179.08	13240	55240	308.47	
10	14	15.1	179.08	13103	56760	316.96	336.98
12	14	15.2	181.46	13268	64780	357.00	
4	21	15.1	179.08	12943	64120	358.05	345.35
5	21	15.1	179.08	13000	59570	332.65	
2	28	15.2	181.46	13178	76810	423.29	410.72
3	28	15.1	179.08	13134	71430	398.88	
7	27	15.1	179.08	13244	73420	409.99	

Tabla 5. 7 Resumen de resultados de ensayo a compresión. Fuente: Propia.

Para que la mezcla quedara validada era necesario que alcanzara a la edad de 7 días un valor de al menos el 70% de f'_{cr} es decir:

$$f'_{8días} > 350 \text{ kg/cm}^2 * 0.7 = 245 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 288.53 \text{ kg/cm}^2 > 245 \text{ kg/cm}^2.$$

Con lo que el diseño quedo validado a la edad de 7 días, y luego la validación final al obtener el valor de ensayo a la edad de diseño de 28 días superior al valor de f'_{cr} : $410.72 \text{ kg/cm}^2 > 350 \text{ kg/cm}^2$.

CAPÍTULO VI: DISEÑO DE BORDAS

6.1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE BORDA

Para diseñar un muro por gravedad deben tomarse en cuenta factores importantes como lo son, la estabilidad ante el volcamiento, la estabilidad ante el desplazamiento lateral, el punto de aplicación de la fuerza normal, para evitar zonas con valores demasiado grandes de tensión dentro de la estructura.

Para corroborar todos estos datos se deben tener dimensiones iniciales para luego hacer las correcciones para que la estructura sea lo más resistente posible, sin exceder innecesariamente su demanda real.

Braja M. Das en su libro Fundamentos de ingeniería de cimentaciones propone una estructura base para el análisis de las dimensiones iniciales en función de la altura H , que es el único dato que en un inicio se conoce para el dimensionamiento, tal como se muestra en la figura 6.1.

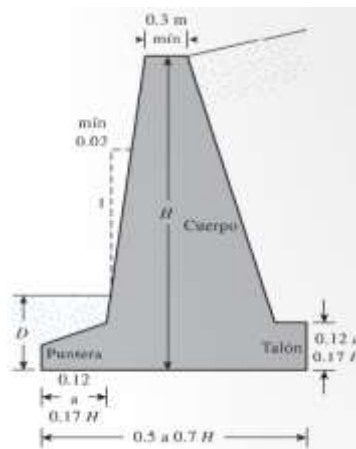


Figura 6. 1 Dimensiones de Iniciales. Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones.

Sin embargo las dimensiones que se proponen suponen una dificultad constructiva inicial, debido que construir el talón y la puntera que se muestran en la Figura 6. 1 con CCR no es muy viable, lo que limita las opciones a un muro como se muestra en la Figura 6. 2.

Así mismo, debemos tomar en cuenta que para un rodillo vibratorio será imposible operar sobre una superficie de 0.3 m de ancho, en la corona del muro, lo que igualmente restringe las condiciones del diseño, tomando como mínimo una sección de 0.75 metros, que garantiza que la maquinaria utilizada para compactar por el constructor opere de una manera eficiente.

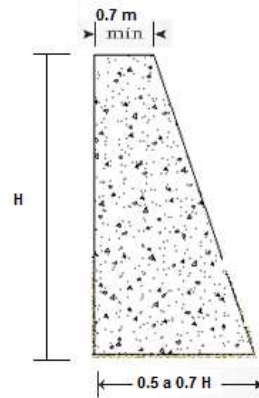


Figura 6. 2 Dimensiones de Muro en Base a Factibilidad Constructiva.

En base a estas últimas consideraciones tomaremos el diseño inicial con las dimensiones que a continuación se detallan.

- Altura del inicial del muro (H): se definirá en base al análisis hidrológico de la zona, así se considera adecuada una altura $H= 4$ m.
- Espesor de la corona (b): en base a criterios técnicos se recomienda sea igual a $H/12$, con un valor mínimo de 30cm, en nuestro caso $b = 0.75$ m.
- Ancho de la base del muro (B): debe estar alrededor del 50% al 70 % de la altura del muro; se considera $B = 2.0$ m
- Espesor de la zapata de cimentación (D): puede tener una dimensión entre $H/8$ a $H/6$, asumiremos un $D=0.5$ correspondiente a $H/7$.
- La profundidad de desplante (s) y el sobre ancho de zapara (d): estos son parámetros que quedan a libre criterio adoptaremos $s=1.2$ m y $d=0.5$ m

La distribución de las dimensiones consideradas se muestra en la Figura 6. 3

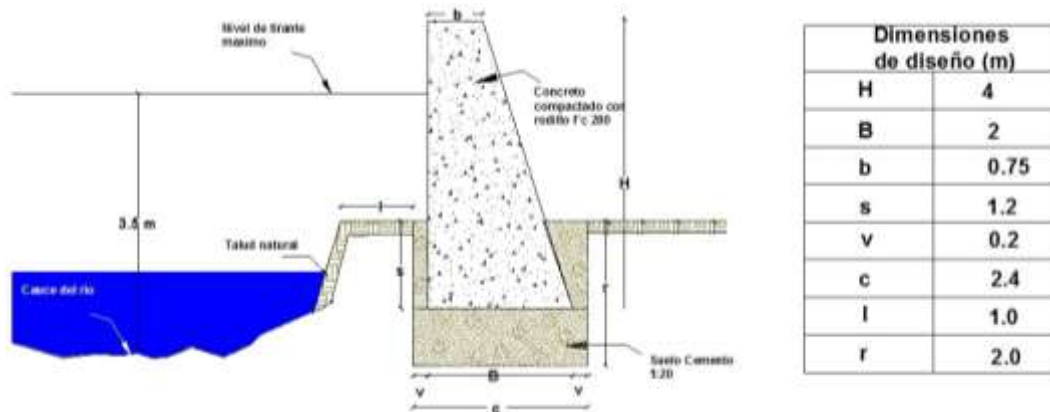


Figura 6. 3 Medidas Adoptadas para el Pre dimensionamiento de la Borda. Fuente: Propia.

6.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Hasta este punto se tienen ya una gran cantidad de los datos necesarios para el diseño de la estructura, sin embargo, muchos de estos deben de convertirse a los valores de diseño correctos, como lo es el caso del CBR que debe correlacionarse a capacidad de soporte; y el peso de suelo y altura de agua que deben de convertirse a presiones sobre la borda.

6.2.1 CORRELACIÓN DE CBR A CAPACIDAD SOPORTANTE.

La prueba SPT es una prueba de penetración dinámica in situ; consiste en un tubo que es hincado en el terreno mediante el repetitivo golpe de un martillo deslizante de 63.5 Kg que cae de una altura de 760mm; lo que esta prueba registra es el promedio de distancia penetrada por cada golpe del martillo al tubo sobre el suelo, este valor se reporta en mm/golpe.

La correlación entre SPT y CBR fue resultado de estudios realizados individualmente en la década de los 80 por diferentes instituciones en diferentes países, entre estos el Public Works Department, de Israel.

Lo que se concluyo fue que el CBR esta relacionado de manera logarítmica con el valor de SPT (Livneh & Ishai, 1987). Puntualmente lo que se estableció fue la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Log (CBR) = -5.13 + 6.55 (log SPT)^{0.26}}$$

La cual luego de despejar e introducir nuestro valor de CBR de 39% obtenemos un valor de **SPT N = 12.71 mm/golpe.**

Luego se sigue el procedimiento de la norma ASTM D-1586 “Método de Ensayo Estándar para la Prueba de Penetración Estándar” para conocer la capacidad admisible del suelo y usando la Figura 6. 4 y el valor “N” de SPT se conoce el ángulo de ficción interna del material.

$$Q \text{ adm.} = N_{SPT} / 10$$

$$Q \text{ adm.} = 12.71 / 10$$

$$\mathbf{Q \text{ adm.} = 1.271 Kg/cm}^2 = \mathbf{12710 kg/m}^2$$

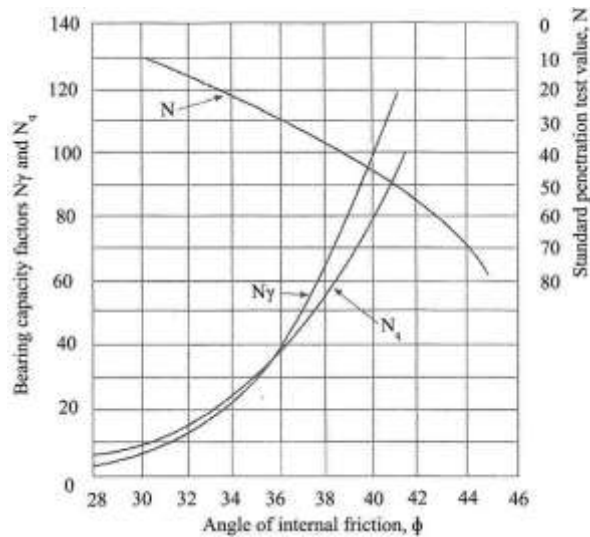


Figura 6. 4 Relación entre el SPT "N", N_q , N_y y Φ . Fuente: Foundation Engineering.(Peck, Hanson, & Thornburn, Foundation Engineering, 1974)

El grafico corresponde a la ecuación: $\phi = 27.1 + 0.30 N - 0.00054 N^2$ y sustituyendo "N" por nuestro valor de 12.77 tenemos que: $\phi = 30.81^\circ$

Con los datos obtenidos mostrados en la Tabla 6. 1 debe luego calcularse las presiones activa y pasiva.

Parámetro	Magnitud	Unidades
Peso Volumétrico de Concreto	2300	Kg/m ³
Peso Volumétrico de Suelo (Ensayo Proctor)	2020	Kg/m ³
Peso Volumétrico del Agua	1000	Kg/m ³
Tirante de Agua	3.5	m
Caudal de diseño Q (Tiempo de Retorno = 25 años)	844	m ³ /s
Velocidad de Agua.	6	m/s
Ángulo de Fricción Interna	30.81	°

Tabla 6. 1 Resumen de Datos útiles para Diseño.

6.2.2 CALCULO DE PRESIÓN ACTIVA (HIDRÁULICA)

Contrario al proceso normal de diseño de un muro de contención, en nuestro caso la presión activa provendrá de un líquido, el agua intentando desbordar del rio Sensunapán, es por esto que estas fuerzas hidráulicas serán las que generen las presiones activas o desequilibrantes sobre el muro.

Ya se han definido diversos métodos para evaluar la presión que se presenta en un fluido en movimiento en estado de superficie libre, en nuestro caso usaremos el procedimiento propuesto por Chezy-Manning, esta indica que la presión en un fluido en movimiento depende estrictamente de su velocidad, su peso específico, del valor del tirante de agua y de las dimensiones de la sección transversal del río, calculándose dicha presión con la siguiente fórmula:

$$Pa = H\delta + \delta V^2/2g$$

Donde: Pa: presión activa; H: altura de tirante a agua; δ : densidad del agua; V: velocidad de flujo y; g: gravedad. En la ecuación el primer término de la ecuación corresponde a la presión Hidrostática y el segundo a la presión Hidrodinámica. Sustituyendo los valores por los de diseño obtenemos una presión activa hidráulica igual al empuje activo de: **PA = 5336.73 Kg/ml**

6.2.3 CÁLCULO DE LA PRESIÓN PASIVA

La presión pasiva en escenarios típicos de diseño de muros ayuda a la estabilidad, aportando resistencia al deslizamiento y mayor estabilidad al volcamiento, de ahí, y por seguridad, sus efectos generalmente se omiten.

Para conocer la presión que una masa de suelo ejerce, existen varias teorías (Rankine, Poncelet, Coulomb, etc.), para nuestro caso se utilizara la teoría de Rankine para suelos granulares, para el cálculo.

La teoría de Rankine para el cálculo de empujes se basa en las hipótesis de que el terreno presenta superficie libre plana y está en el llamado “estado Rankine”, en el cual presenta dos series de superficies planas de rotura, formando ángulos de $45 \pm \Phi/2$ con la horizontal. El empuje varía linealmente con la profundidad y sus valores vienen dados por:

$$PP = \frac{1}{2} \delta HF^2 \left(\frac{1 - \text{sen} \phi}{1 + \text{sen} \phi} \right)$$

Donde: PP: Presión pasiva; δ : peso específico del suelo; Φ : ángulo de fricción interna; HF: altura del relleno. Sustituyendo en la Ecuación con los datos obtenidos: **PP = 4750.55 kg/ml.**

6.3 SEGURIDAD AL VOLTEO

Determinadas la presión activa y pasiva, se calculan los momentos respecto del punto A, las fuerzas actuantes se muestran en la Figura 6. 5.

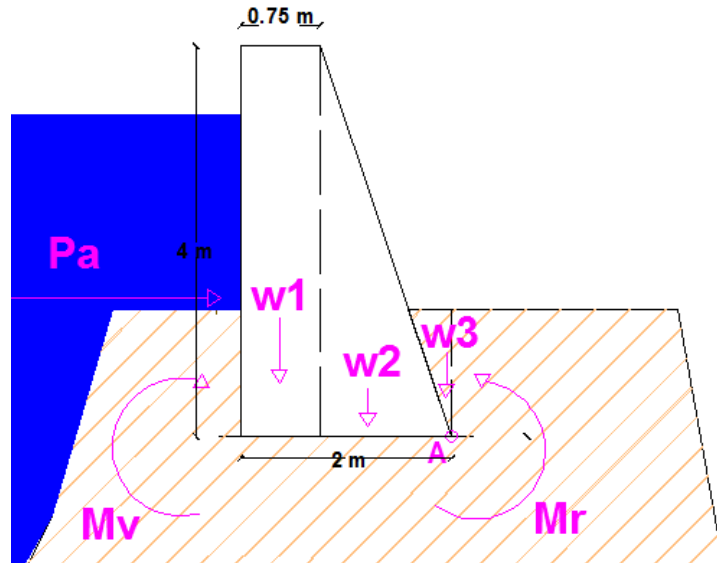


Figura 6. 5 Fuerzas que Generan Momento sobre la Borda.

6.3.1 MOMENTO DE VOLTEO (MV)

La principal presión sobre el muro que ejerce un momento de volteo o desequilibrante es la presión hidráulica de la crecida del río, por la teoría usada para el cálculo de esta se asume que esta actuara de manera puntual a un tercio de la altura de la borda, medida desde el nivel de desplante de esta; así:

$$z = H / 3 \rightarrow z = 3.5 / 3 \rightarrow z = 1.167$$

$$MV = PA \times z$$

$$MV = 5226.19 \text{ T/m/ml}$$

6.3.2 MOMENTO RESISTENTE (MR.)

Conociendo las dimensiones iniciales y la geometría de la borda es posible calcular el momento resistente producido gracias al peso de la borda y el suelo que se encuentra sobre esta, para mayor facilidad y entendimiento en el cálculo, se descompone la sección de la borda en figuras conocidas tal como se muestra en la Figura 6. 6.

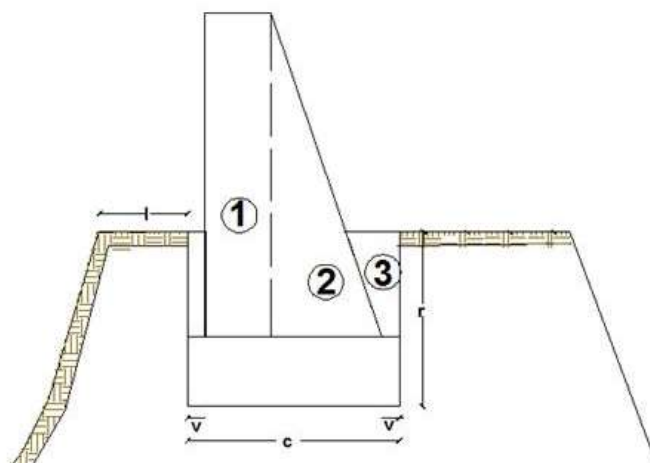


Figura 6. 6 Descomposición de la sección para mejor manejo del cálculo del MR.

Al descomponer la figura tal como se muestra se obtienen los resultados de momento resistente mostrados en la Tabla 6. 2.

Calculo de Momento Resistente (MR.)					
CCR: Peso Vol. =2300 Kg/m3					
Elemento	Área (m2)	Volumen (m3)	Peso (kg)	Distancia ²² (m)	MR. (kg.m)
1	3.00	3.00	7194.00	1.63	11690.25
2	2.50	2.50	5995.00	0.83	4995.83
Suelo: Peso Vol. =2080					
3	0.23	0.23	494.28	0.81	64.26
Sumatorias			13683.28	-	16750.34

Tabla 6. 2 Calculo de Momento Resistente en base a su descomposición.

6.3.3 FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO (FSV)

El FSV (factor de seguridad al volcamiento) es el cociente del Momento Resistente entre el Momento de Volteo, dicho factor debe ser mayor de 1.25 para que la estructura se considere estable, de no ser así deben retomarse nuevas dimensiones para aumentar el peso de la estructura o la distribución geométrica de la misma hasta que sea estable.

$$FSV = MR. / MV > 1.5$$

$$FSV = 16750.34 / 6226.20$$

$$FSV = 2.69.$$

Con lo cual el diseño cumple por resistencia al volteo.

²² Distancia horizontal del centroide de la figura en cuestión, al punto A (Fig.6.6)

6.4 SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Un factor importante a tomar en cuenta es que la estructura no sea desplazada lateralmente por las presiones de agua, para esto la estructura debe ser lo suficientemente pesada para producir una fuerza de fricción en conjunto con el suelo mayor que la presión activa ejercida por el agua, para lo cual se calcula la fuerza para un metro lineal de borda, como se muestra:

6.4.1 PRESIÓN ACTIVA EJERCIDA POR EL AGUA.

De la sección 6.2.2 se sabe que la presión activa, **$PA = 5336.73 \text{ kg/ml}$**

6.4.2 FUERZA DE FRICCIÓN.

Para calcular esta fuerza primero hay que calcular el peso de la borda más el peso de suelo sobre ella, con esto se tiene la fuerza Normal; luego hay que conocer el coeficiente de fricción entre suelo y concreto.

Para suelos tratados con cemento el coeficiente de fricción con concreto es de 0.6. (Calavera, 1987), con este dato, y conociendo de la Tabla 6. 2 el peso de borda y suelo, se calcula la fuerza de fricción con la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Fr = N \times \mu}$$

Dónde: N fuerza normal; y μ : coeficiente de fricción. Sustituyendo datos:

$$Fr = (13424.60) \times (0.6)$$

$$\mathbf{Fr = 8066.34 \text{ kg.}}$$

6.4.3 FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO.

Representa el cociente entre la fuerza resistente y la presión activa horizontal, para ser satisfactorio debe ser mayor a 1.5, así:

$$FSD = Fr / Pa > 1.5$$

$$FSD = 8066.34 / 5336.73$$

$$\mathbf{FSD = 1.51}$$

Con lo cual el diseño cumple por resistencia al deslizamiento.

6.5 DISEÑO POR CORTANTE

Los muros de gravedad trabajan exclusivamente a compresión esto debido al alto valor de la relación ancho-alto, para nuestro caso es de 0.5, lo que lo transforma en una estructura no esbelta, sin embargo, el cálculo de la mayor longitud que puede colarse sin que existan riesgos de falla en la estructura por corte es de utilidad.

6.5.1 RESISTENCIA AL CORTANTE LONGITUDINAL

El ACI 318 revisión 2008 plantea que para que una estructura cumpla con las exigencias al cortante se debe satisfacer la expresión

$$V_u \leq \Phi V_n \text{ tomando } \Phi = 0.85$$

En donde: V_u = Fuerza cortante factorizada en la sección sujeta a consideración; Φ = Factor reductor de capacidad; V_n = Resistencia nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Dónde: V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto; V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo.

Para el diseño por corte analizaremos la fuerza cortante a la que estará sometida la cara de sección transversal de borda, tomando en cuenta los esfuerzos transmitidos al suelo: $q_1 = 2.1029 \text{ T/m}^2$; $q_2 = 11.580 \text{ T/m}^2$

- Esfuerzo cortante actuante V_u

$$V_u = (q_1 + q_2) (B/2) = 13.6829 \text{ T/m}$$

$$V_u = v_u / A$$

Dónde: A = área de la sección transversal

$$V_u = 2.53 \text{ T/m}^2 / \text{m} = 0.253 \text{ kg/cm}_2 / \text{m}$$

- Esfuerzo cortante admisible (concreto)

$$V_c = 0.53 \Phi \sqrt{f'c} = 5.76 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobando:

$$V_u \leq \Phi V_n$$

$$0.253 \text{ Kg/cm}^2 / \text{m} \leq 0.85 (5.76) \text{ kg/cm}^2$$

$$0.253 \text{ Kg/cm}^2 / \text{m} \leq 4.896 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo que el concreto, por si solo, satisface de manera holgada las exigencias de corte, además el ACI 318 sección 11.5 recomienda que en los casos en que $v_u \leq v_n / 2$ la estructura no necesita acero de refuerzo, por lo tanto para nuestro diseño el acero de refuerzo no será requerido.

Además calcularemos la longitud de borda que puede ser construida de manera continua de manera que los esfuerzos cortantes que se pudiesen producir por asentamiento de suelo no dañen la obra.

$$L = v_n / v_u = \mathbf{19.35 \text{ m}}$$

Por lo tanto pueden colocarse 19.35 metros de borda continuos y no se espera que el esfuerzo de tracción cause fallas longitudinales en la estructura.

6.5.2 RESISTENCIA AL CORTANTE VERTICAL

Para el diseño de refuerzo vertical analizaremos la sección vista en planta en la cual es aplicada la fuerza cortante (V_u) que se aplica sobre esta, analizando análogamente las exigencias expresadas en la sección anterior

- Esfuerzo actuante: $V_u = 5.336 \text{ T/m}$
 $v_u = V_u / (A')$

Dónde: A' = área de la sección mas critica vista en planta.

$$v_u = \mathbf{5.336 / (1.58)}$$

$$v_u = 3.37 \text{ T/m}^2/\text{m} = \mathbf{0.337 \text{ Kg/cm}^2/\text{m}}$$

- Esfuerzo cortante admisible (concreto)

$$V_c = 0.53\phi\sqrt{f'_c} = \mathbf{5.76 \text{ kg/cm}^2}$$

Comprobando:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$0.337 \text{ Kg/cm}^2/\text{m} \leq 0.85 (5.76) \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathbf{0.337 \text{ Kg/cm}^2/\text{m} \leq 4.896 \text{ kg/cm}^2}$$

Por tanto el concreto por si solo es capaz de soportar la tensión producida por el empuje de agua. Además calcularemos la longitud de borda continua en la que los esfuerzos cortantes que se pudiesen producir por la fuerzas de agua no causarían daño.

$$L = v_n / v_u = \mathbf{14.52 \text{ m}}$$

6.6 DISEÑO DE JUNTAS DE COMPRESIÓN Y EXPANSIÓN

Debido a las condiciones estructurales y ambientales a las que será sometida la estructura deben considerarse dos condicionantes básicas para determinar diseño del sistema de juntas que se utilizara.

6.6.1 DISEÑO ESTRUCTURAL

En primer lugar deben considerarse las deformaciones por contracción y expansión que se generaran en la estructura, y de esta manera determinar el espaciamiento necesario entre cada sección longitudinal de borda. Así:

$$\Delta L = (\Delta t \times \Delta T + E) \times L_0$$

$$A_{\min} = (\Delta L / \Delta L_{\text{perm}}) \times 100$$

Dónde:

ΔL : cambio de longitud entre juntas, mm

Δt : 0.0117 mm/m x °C (coeficiente de dilatación térmica del material)

ΔT : 15°C (máxima diferencia de temperatura esperada)

E: 0.2 mm/m (cambio de longitud por humedad)

L_0 : 12 m (longitud del elemento es decir distancia entre juntas)

A_{\min} : ancho mínimo de junta, mm

ΔL_{perm} : capacidad permitida de deformación del sellante, %

Usaremos una capacidad permitida de dilatación de 25%, que es el recomendado por la ASTM para juntas de dilatación y compresión

$$\Delta L = (0.0117 \times 15 + 0,2) \times 12 = 4.506 \text{ mm}$$

$$A_{\min} = \text{ancho mínimo de junta} = (4.506/25) \times 100 = \mathbf{18.024 \text{ mm}}$$

Por tanto por motivos de mayor entendimiento se establece un ancho de junta de 2cm, estas deberán estar espaciadas cada 12 m, esta distribución se muestra en mayor detalle en la Figura 6. 7

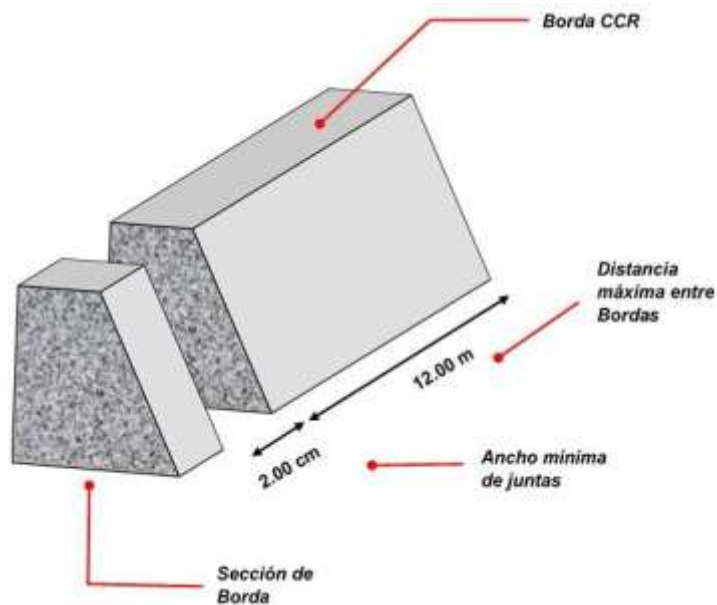


Figura 6. 7 Detalle de distribución de Juntas. Fuente: Propia.

6.6.2 IMPERMEABILIZACIÓN DE JUNTAS

Debido a que las juntas soportaran no solo los efectos de contracción y dilatación sino también una fuerte presión de agua, deberá aplicarse una técnica similar a la usada para el sello de juntas de pavimentos, primero deberá introducirse en la junta un soporte preformado de poliuretano, y luego sellarse sobre este la junta con un sellante de tipo silicón bajo la norma ASTM C 920, finalmente, y para una mayor protección, se le aplicara un adhesivo impermeabilizante de superficie bajo la norma ASTM D 412, el detalle se muestra en la Figura 6. 8 con materiales comercialmente disponibles.

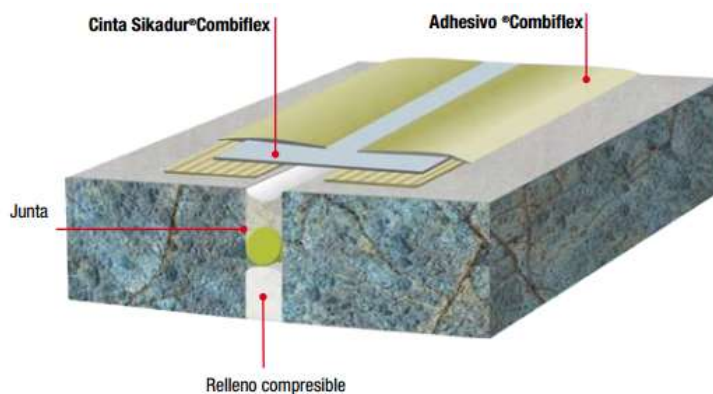


Figura 6. 8 Detalle de Sellado de Junta. Fuente: www.seka.com.

6.7 COMPROBACIÓN DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL Y DE LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO

6.7.1 PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA NORMAL.

La fuerza normal (N), debe encontrarse en el tercio medio, ya que cuando la reacción del terreno pasa por esta zona se logra una distribución de presiones aceptable.

Para determinar si la fuerza normal pasa por el tercio medio calculamos su posición usando la siguiente expresión:

$$x = (MR. - MV) / N$$

Si (x) cumple con la condición ($B/3 < x < 2B/3$), la fuerza normal (N) pasa por el tercio medio caso contrario estaría fuera del tercio medio.

$$X = (16479.46 - 6226.19) / 13424.6$$

$$X = 0.76 \text{ m}$$

$$B/3 < 0.76 < 2B/3$$

$$0.67 < 1.01 < 1.33$$

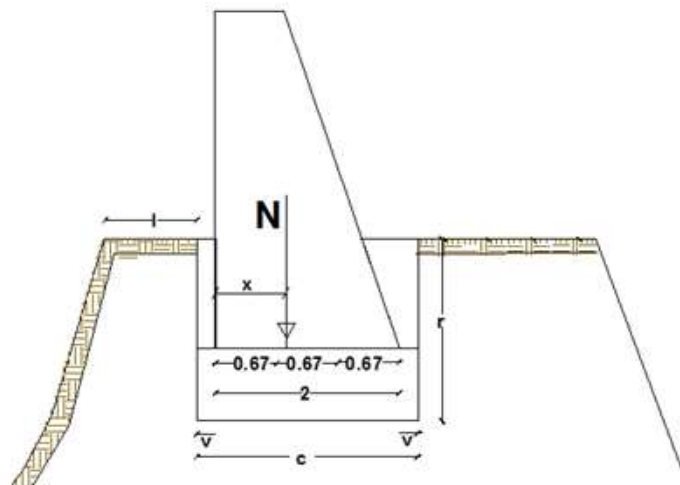


Figura 6. 9 Ubicación de la Fuerza Normal.

6.7.2 COMPROBACIÓN DE LAS PRESIONES SOBRE EL SUELO.

El peso y empuje vertical producen sobre el terreno una presión que en ningún momento puede ser mayor que la presión admisible del terreno (Q adm). Para calcular la presión máxima sobre el terreno es necesario primeramente

calcular la excentricidad, esta es la distancia entre el punto de aplicación de N y el centro de la cimentación. Se usa la expresión siguiente:

$$e = B/2 - x$$

$$e = 0.24 \text{ m}$$

Para calcular las presiones sobre el suelo, se asume que estas varían de manera lineal y se calcula primero el factor M.

$$M = N * e$$

$$M = 13424.6 * 0.24$$

$$M = 3171.32 \text{ Kg.m/ml}$$

Finalmente usando la siguiente expresión se calculan las presiones máxima y mínima que se producen sobre el suelo.

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{N}{B * L} \pm \frac{6M}{B^2 * L}$$

$$q \frac{M}{m} = \frac{13424.6}{2 * 1} \pm \frac{6 * 3171.3258}{2^2 * 1}$$

Carga máxima; $q_M = 11580 \text{ kg/m}^2$; Carga mínima; $q_m = 2102.9 \text{ kg/m}^2$

Carga admisible; $q_{adm} = 12710 \text{ Kg/ m}^2$

La distribución de las cargas al suelo se muestra en la Figura 6. 10.

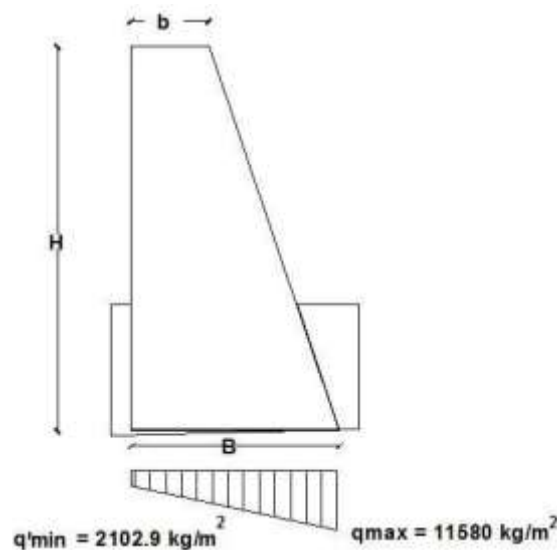


Figura 6. 10 Distribución de Presiones sobre el Terreno.

6.8 MEJORAMIENTO DE CIMENTACIÓN DE BORDA

Como pudo observarse, en los diagramas iniciales no solo se muestran las dimensiones de la estructura de CCR propiamente dicha, sino también varias otras a nivel de cimentación, estas son mejoras propuestas en vista de características de poca idoneidad encontradas en el material ensayado.

Para mejorar la resistencia del suelo de cimentación se propone una excavación de 2 metros de profundidad por 2.4 metros de ancho para realizar una cimentación con suelo cemento; con una relación de 20:1, dicha sustitución tendrá una altura de 80 cm a partir de los cuales se levantará la estructura de la borda como se muestra en la Figura 6. 11 y se llenaran los espacios restantes con suelo cemento en la misma relación, esto contribuirá de igual manera a evitar la socavación de la borda y garantizar una mayor resistencia a largo plazo.

Esto ayudara de igual manera a la seguridad al deslizamiento aumentando el coeficiente de fricción de la borda con la cimentación ya que el valor típico de fricción de arenas limosas con concreto rara vez es mayor de 0.45; mientras que la inclusión de cemento en este contacto nos permite un aumento sustancial de 0.45 a 0.6.(Calavera, 1987)

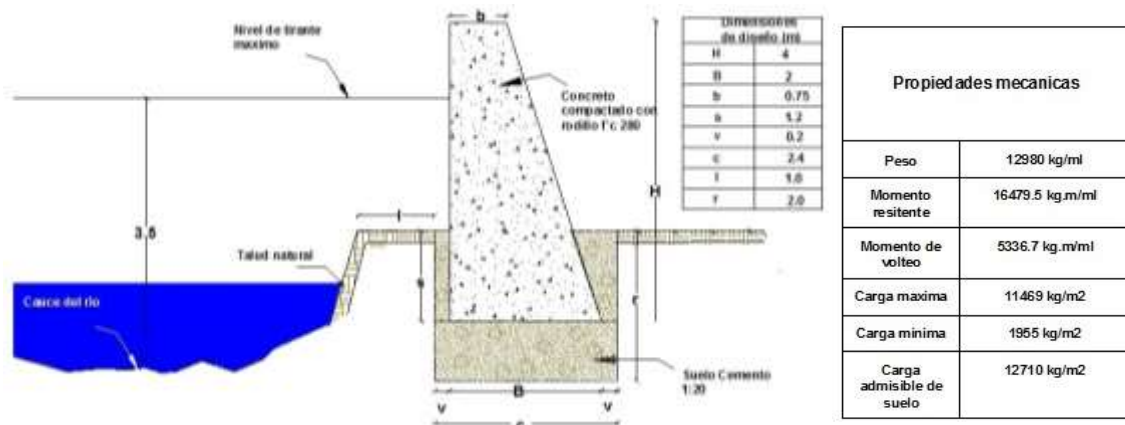


Figura 6. 11 Estructura de Cimentación Propuesta.

6.8.1 DISEÑO DEL SUELO CEMENTO

Para el diseño de suelo cemento nos basamos en el ACI 230.1; Para esto sabemos que la G_s del suelo = 1.746; G_s del cemento = 2.91.

Lo principal es determinar el porcentaje de cemento que se utilizara en la mezcla para esto el ACI 230.1 recomienda una dosificación en base al tipo de suelo a utilizar en la mezcla, tal como se muestra en la Tabla 6. 3.

AASHTO soil classification	ASTM soil classification	Typical range of cement requirement,* percent by weight	Typical cement content for moisture-density test (ASTM D 558), percent by weight	Typical cement contents for durability tests (ASTM D 559 and D 506), percent by weight
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	3-5	5	3-5-7
A-1-b	GM, GP, SM, SP	5-8	6	4-6-8
A-2	GM, GC, SM, SC	5-9	7	5-7-9
A-3	SP	7-11	9	7-9-11
A-4	CL, ML	7-12	10	8-10-12
A-5	ML, MH, CH	8-13	10	8-10-12
A-6	CL, CH	9-15	12	10-12-14
A-7	MH, CH	10-16	13	11-13-15

Tabla 6. 3 Requerimientos de cemento para varios tipos de suelo. Fuente: ACI 230.1

El contenido de agua se calculara en base a la Figura 6. 12.

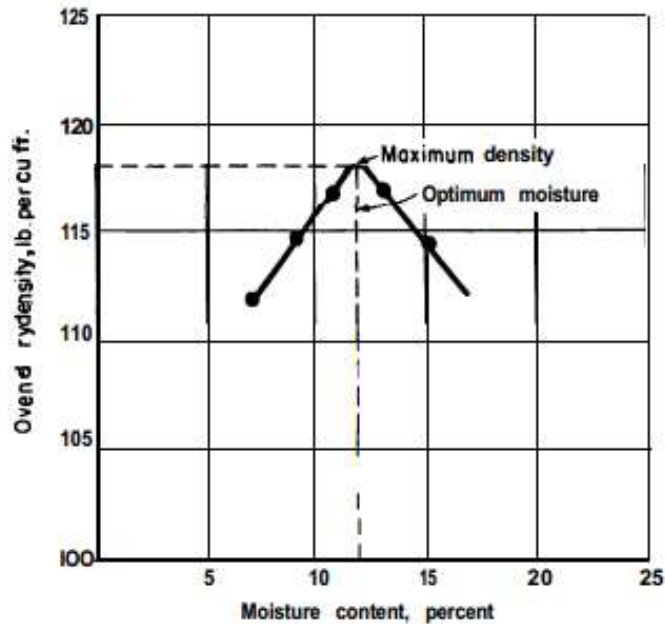


Figura 6. 12 Curva Densidad-Humedad Típica. Fuente: ACI 230.1 R-09.

Que será del %13 para una óptima densidad del suelo cemento; luego la resistencia esperada se obtiene de la Figura 6. 13. Curva $f'c = 80C$.

Tomaremos como dato inicial 2 bolsas de cemento por m^3 y una relación agua cemento de 2.5, para ese caso tendríamos:

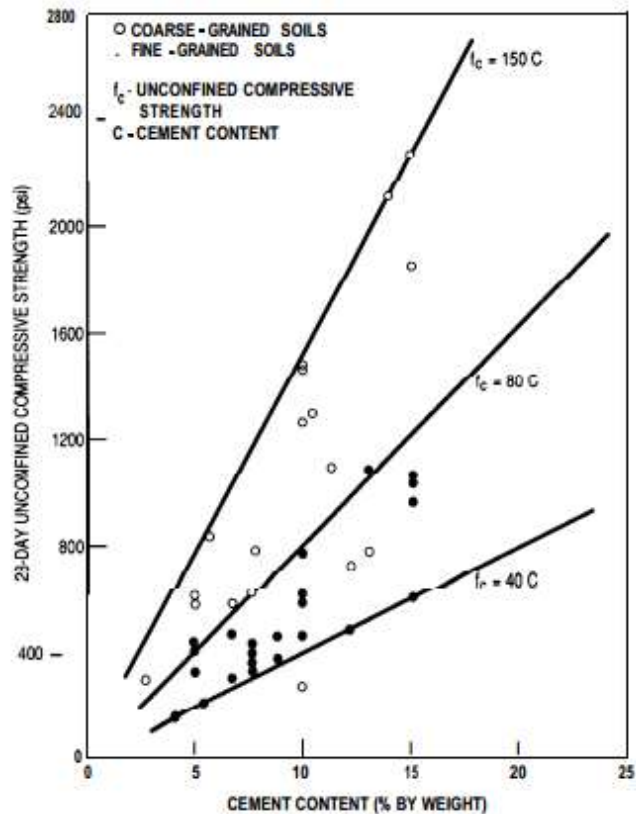


Figura 6. 13 Relación entre Contenidos de Cemento y Resistencia a la Compresion Para Mezclas de Suelo-Cemento. Fuente: ACI 230.1 R-09

Cemento: $2 \times 42.5 \text{ kg/bolsa} = 85 \text{ kg}$ que dividido entre su gravedad específica obtenemos: $85 \text{ kg} / 2.91 = \mathbf{29.2 \text{ Lt}}$.

Agua: Para una relación agua cemento de 2.5 tenemos:

Agua en kg = $85 \text{ kg} \times 2.5 = 212.5 \text{ kg} = \mathbf{212.5 \text{ Lt}}$.

Suelo: Restando obtenemos: Suelo (Lt) = $1000 - 212.5 - 29.2 = \mathbf{758.3 \text{ Lt}}$.

Transformado en peso: $697.24 \times 1.764 = \mathbf{1337.64 \text{ kg}}$

El peso de mezcla por metro cubico: $85 + 212.5 + 1337.64 = \mathbf{1635.14 \text{ kg}}$

Obteniendo un porcentaje de cemento por peso de: $85 / 1635.14 = \mathbf{5.2 \% (1:20)}$; lo que está en el margen establecido en la tabla 6.3

Y un porcentaje de agua en peso de: $212.5 / 1635.14 = \mathbf{13\% (2.5:20)}$; el que se recomienda como optimo según el ACI 230.1r-09 (Figura 6. 13)

Por lo tanto las especificaciones son: suelo cemento relación 1:20, relación agua cemento a/c = 2.5.

6.9 EVALUACIÓN DE ANCLAJE DE TALUD (MÉTODO SUECO).

Un aspecto de gran importancia que se debe analizar en conjunto de la estabilidad del muro es la estabilidad del talud que se forma en la orilla del río. Es importante conocer la respuesta que tendrá el terreno natural ante las exigencias a las que será sometido, no solo en la capacidad soportante sino además en la línea de falla que pudiese llegar a generarse, para garantizar que la cimentación del muro sea lo suficientemente profunda para evitar daños a la estructura.

En método Sueco consiste, primeramente, en dividir la superficie en cuestión, en dovelas o rebanadas verticales, y se analiza el equilibrio para cada una de estas, tal como se muestra en la Figura 6. 14.

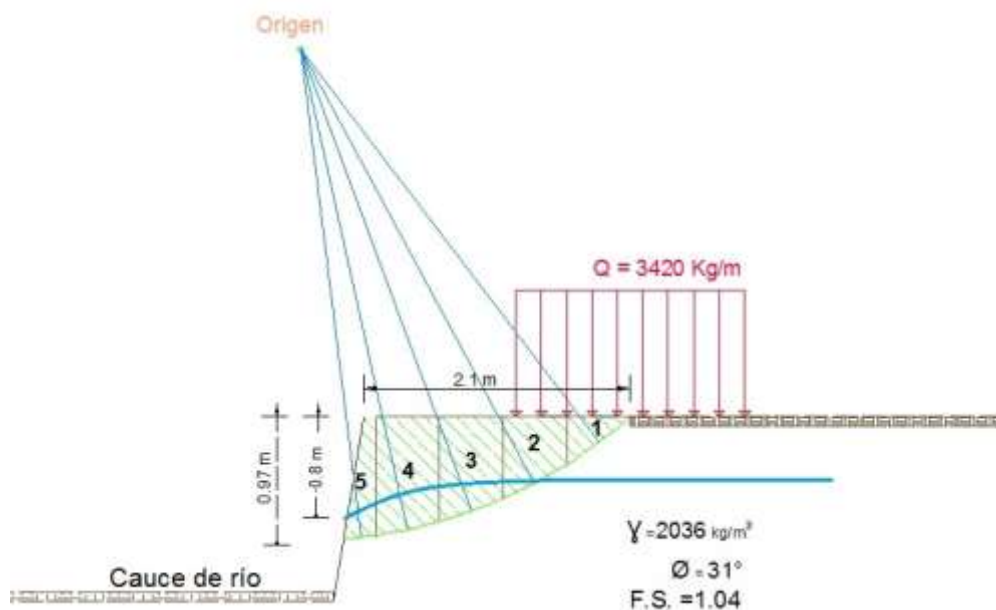


Figura 6. 14 Análisis de Dovelas.

De acuerdo a las figuras anteriores se observa que las fuerzas de interacción que presentan entre las dovelas no cambian la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la base de cada una, esta simplificación la propuso en un principio Krey pero fue Carl Terzaghi quien la introdujo en la práctica.

En las condiciones mostradas en figuras anteriores, las fuerzas de agua mostradas son hidrostáticas; para el cálculo del peso W de la dovela se

considera el nivel de agua hacia abajo, la condición de sumergencia tomando en cuenta así a las fuerzas hidrostáticas por la presencia de agua.

Dadas estas circunstancias, se obtiene el peso de cada dovela, el cual es igual al área, tomando un espesor unitario ($e=1$ m) por el peso específico del material en la condición en que esté (húmedo, seco, saturado o sumergido). Este peso se considera como que está actuando en el punto medio de la base de la dovela, mismo punto donde se descompone en dos fuerzas: una normal al círculo (N) y la otra tangencial al círculo (T) como se observa en la Figura 6. 15.

Se conoce como ángulo alfa al ángulo que se forma entre la vertical y la línea de la fuerza normal, se le considera como positivo cuando se mide en el sentido de las manecillas del reloj, por lo que N y T tienen el siguiente valor.

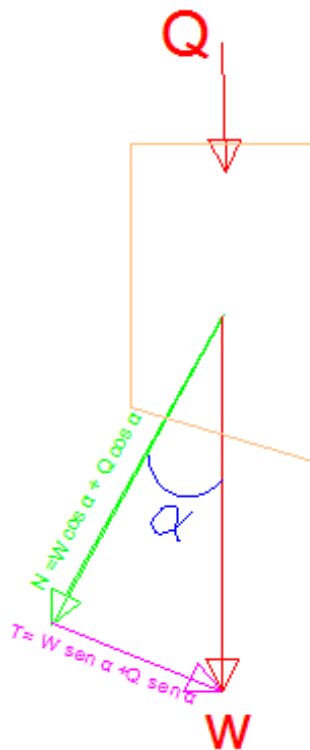


Figura 6. 15 Fuerzas actuantes y resistentes sobre cada dovela.

$$N = W \cdot \cos(\alpha)$$

$$T = W \cdot \sin(\alpha)$$

Para la distribución mostrada de las dovelas tenemos los siguientes datos: Ángulo de fricción interna, $\phi = 31^\circ$; peso volumétrico del suelo, $\gamma = 2036$ kg/m³ y; sobrecarga debido a la obra, $Q = 3420$ kg/m

En síntesis para la evaluación de la estabilidad del talud deben calcularse 2 fuerzas; la fuerza resistente (Fr) y la fuerza actuante (Fa) y para garantizar la estabilidad de talud debe calcularse el factor de seguridad (F.S.); Fr y Fa se definen como a continuación se muestra:

$$Fr = W^* \cos \alpha \times \tan \emptyset + Q^* \cos \alpha \times \tan \emptyset$$

$$Fa = W \times \sin \alpha + W_{\text{agua}} \times \sin \alpha$$

El resumen de las fuerzas que interactúan y el cálculo de Fr y Fa en el talud se muestran en la Tabla 6. 4.

\emptyset (Radianes)		γ	Q^{23}									
0.2705		2036	3240									
Ángulos α			W suelo (Kg)		Sobrecargas (Kg)		W agua (kg)		Fr (Kg)		Fa (Kg)	
$\alpha 1$	37	0.32	w1	207.87	Q1	4446	W agua	0	s1	1223.93	t1	1476.69
$\alpha 2$	28	0.24	w2	534.65	Q2	1368	W agua	0	s2	511.97	t2	460.29
$\alpha 3$	20	0.17	w3	763.50	Q3	0	W agua	0	s3	208.52	t3	132.58
$\alpha 4$	12	0.10	w4	908.87	Q4	0	W agua	30	s4	250.67	t4	98.13
$\alpha 5$	7	0.06	w5	341.03	Q5	0	W agua	15	s5	94.39	t5	21.73
									Σ	2289.50		2189.44

Tabla 6. 4 Resumen de fuerzas y cálculo e Fr y Fa.

Para que el talud sea considerado como seguro el factor de seguridad F.S. debe de ser mayor a 1.

$$F.S. = Fr / Fa > 1$$

$$FS. = 2289.51 / 2189.44$$

$$FS. = 1.05 > 1$$

Con lo que el talud puede ser considerado como estable.

Es necesario aclarar que el proceso de dimensionamiento mostrado en este capítulo fue el último de una serie de pruebas llevadas a cabo con diferentes dimensiones hasta obtener las que fueran satisfactorias para todas y cada una de las condiciones antes planteadas.

Para un proceso más fácil de este diseño el grupo género una hoja de cálculo de Excel©, la cual nos permitió ahorrar tiempo en la evaluación de las distintas alternativas de dimensiones esta se muestra en el anexo L.

²³ Se calcula transformando a un rectángulo equivalente la distribución de presiones de la Figura 6. 10

6.10 PROPUESTA DE CONSTRUCCIÓN DE BORDAS DE CCR:

La propuesta mostrada a continuación es en base a procesos consultados para la construcción de presas, proceso similar que se debe seguir para la construcción de una borda.

6.10.1 ETAPA I. TERRACERÍA:

Se excavará el terreno natural hasta 2.00 m, distribuido de la siguiente manera; 1.20 para el desplante de la borda y 0.80 m de mejoramiento del suelo natural a suelo cemento proporción 1:20 compactado.

Luego de excavada, compactada y nivelada la cimentación se procede a colocar la formaleta base que servirá para delimitar la superficie donde se distribuirá el CCR.

6.10.2 ETAPA II. COLADO Y COMPACTADO DE CCR:

El colado de CCR se deberá hacer por capas, de la siguiente manera:

- Capas de 20 cm. hasta una altura de 2.5m medidos desde la base. El rodillo a utilizar para esta etapa se especifica en la Tabla 6. 5 (Wacker Neuson RD27)
- Capas de 15 cm, desde altura de 2.5m hasta la corona (4m), equipo según especificación Tabla 6. 5 (Wacker Neuson RD7)

Nota: Al momento de colar cada capa, la superficie de la capa previa deberá estar humedecida, mas no saturada, se recomienda usar aspensor manual para tal actividad.

6.10.3 ETAPA III. CURADO DE CCR:

El curado del CCR se recomienda sea realizado con una membrana a base de un compuesto clase B, bajo la norma AASHTO M-148-78 y la norma ASTM C309-74. Esta capa de curado deberá aplicarse con aspensor manual.

Nota: Por ningún motivo deberá curarse entre capa y capa debido a que el material de curado disminuye la adherencia entre estas.

6.10.4 ETAPA IV. CONTROL DE CALIDAD DE CCR:

Como todo proceso constructivo, el CCR debe someterse a un riguroso control de calidad, se recomienda verificar los siguientes aspectos:

CCR Fresco:

a) Calidad de la Materia Prima; **b)** Verificar el tiempo entre mezclado y finalización de la compactación sea menor a 40 min; **c)** Verificar los niveles de temperatura alcanzados en la mezcla.

CCR Consolidado/Compactado:

a) Verificar el grado de compactación por medio del densímetro nuclear, se recomienda que se alcance un mínimo del 90% de la densidad teórica del CCR; **b)** Verificar la resistencia de la mezcla mediante ensayos de compresión.

RODILLO LISO DOBLE WACKER NEUSON, MODELO: RD27		
Peso de Operación	2,617.00 kg	
Ancho de Compactación	1000 mm	
Velocidad Máxima de operación	10.0 km/h	
Díámetro de Tambor	700.00 mm	
Frecuencia	66.0 Hz	
RODILLO LISO DOBLE WACKER NEUSON, MODELO: RD7		
Peso de Operación	830 kg	
Ancho de Compactación	700 mm	
Velocidad Máxima de Operación	4 km/h	
Díámetro de Tambor	420mm	
Frecuencia	55 Hz	

Tabla 6. 5 Equipo de Compactación Recomendado. Fuente: www.cat.com; wacker.com.

Los espesores de capa propuestos en esta sección se basan en bibliografía consultada y recomendaciones que el productor de los equipos propuestos hace para su uso óptimo. El constructor deberá verificar todos estos aspectos mediante la construcción de un tramo de prueba.

6.11 ANÁLISIS DE COSTOS

En este momento ya se cuenta con el diseño definitivo de la propuesta contenida en este documento. Y por tanto puede realizarse un presupuesto que nos de una aproximación a los costos de la obra.

El costeo realizado incluye nada mas un acercamiento a los costos reales que se podrían tener una vez la construcción de la obra sea propuesta y deba de realizarse una carpeta técnica conteniendo todos los aspectos necesarios para un constructor.

Los costos mostrados corresponden exclusivamente a aquellos generados por la construcción directa de la borda; sin embargo, habrán varias obras complementarias cuya consideración a la hora de desarrollar en proyecto en la realidad será necesaria, dentro de estas se podrían mencionar una mejora de las calles de acceso desde la carretera CA-12, la reubicación de algunas vivienda a una distancia mas prudencial desde la margen del rio, etc.

PRESUPUESTO DE CONSTRUCCION DE BORDAS DE CCR					
ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO	SUB TOTAL	COSTO TOTAL
ACTIVIDADES PRELIMINARES					\$ 3,708.80
Chapeo y Limpieza en zona de Muro proyectado.	M ²	2440	\$ 1.11	\$ 2,708.40	
Trazo por unidad de área	M ²	2440	\$ 0.41	\$ 1,000.40	
TERRACERIA					\$ 106,430.29
Excavación de 0 a 1.5m en material semiduro.	M ³	2232	\$ 13.15	\$ 29,350.80	
Excavación de 1.5 a 3.0m en material semiduro.	M ³	744	\$ 18.43	\$ 13,711.92	
Suelo Cemento 1:20	M ³	1311.5	\$ 33.56	\$ 44,013.94	
Ademado	M ²	1464	\$ 8.90	\$ 13,029.60	
Acarreo de materiales sobrantes	M ³	431.38	\$ 7.37	\$ 3,179.27	
Desalojo de materiales sobrantes	M ³	431.38	\$ 7.29	\$ 3,144.76	
MURO DE CCR					\$ 431,060.21
Hehura y Colocacion de CCR en proporción de Diseño	M ³	3355.00	\$ 128.42	\$430,850.78	
Sellado de Juntas	ML	203.33	\$ 1.03	\$ 209.43	
OBRAS FINALES					\$ 5,978.00
Engramado	M ²	1220	\$ 3.60	\$ 4,392.00	
Limpieza Final y Desalojo	M ²	610	\$ 2.60	\$ 1,586.00	
COSTO DIRECTO					\$ 547,177.30
COSTO INDIRECTO (30%)					\$ 164,153.19
SUB TOTAL					\$ 711,330.49
IVA (13%)					\$ 92,472.96
MONTO TOTAL DEL					\$ 803,803.46

Tabla 6. 6 Presupuesto de Construcción de Borda Propuesta. Fuente: Propia.

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- a) El departamento de Sonsonate debido a la existencia de grandes cuerpos de agua posee una alta vulnerabilidad ante fenómenos naturales, específicamente las lluvias que producen desbordamiento en ríos e inundaciones en el área urbana y rural.

- b) El uso del CCR en nuestro país ha sido limitado, a comparación de otros países de la región centroamericana, México y países sudamericanos. En base a datos del MOP sólo el 0.5% de las vías pavimentadas han sido ejecutadas con CCR. Mientras que en bordas su uso en el país es inexistente.

- c) El suelo encontrado en la zona de estudio posee una clasificación OL y SM lo cual significa para la clasificación S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) un "Limo Orgánico" y una "Arena Limosa", respectivamente, siendo este último suelo apto para servir de fundación de la borda a proponer."

- d) La borda propuesta será completamente de CCR y no requerirá acero de refuerzo. Esto debido a que los esfuerzos de cortante y tensión serán soportados de manera holgada por el concreto, esto en base a los análisis estructurales realizados. El CCR ensayado tuvo un esfuerzo máximo de 423.29 kg/cm², el cual resistirá los esfuerzos de compresión considerados.

- e) La borda propuesta generada en este estudio está diseñada para soportar eventos hidrológicos de ocurrencia normal proyectada a 25 años. La naturaleza del estudio y la ejecución del mismo no solucionara aspectos complejos y ajenos a las consideraciones realizadas para el diseño de la borda. Para generar una solución integral a los problemas de los pobladores deberán tomarse en cuenta otras medidas que acompañen a la borda.

- f) En cuanto al proporcionamiento y características de las mezclas de CCR, específicamente a la mezcla usada en este estudio se pueden elaborar juicios comparativos con respecto a un concreto convencional en al menos 4 aspectos puntuales:
- a. Numero de Bolsas por m³ de concreto: El diseño propuesto requiere de 7 bolsas de cemento por metro cúbico, un promedio de 2 a 3 bolsas menos que el requeriría un concreto de peso Normal, una ventaja que se ve reflejada en menores costos de obra
 - b. Resistencia: El CCR, en base a los resultados obtenidos en este estudio, presenta resistencias sustancialmente superiores a resistencias en concretos Normales ya que la resistencia obtenida a los 28 días superó los 400 kg/cm² algo difícil de lograr en concretos convencionales en los que el promedio de resistencia esperado con una dosificación que contenga 11 bolsas de cemento, es de 300 kg/cm².
 - c. Costos por m³ de concreto: en base al proporcionamiento del estudio se calculó el costo de producción por m³ de CCR en USD \$ 93.86, lo que significa un ahorro por m³ de USD \$ 23.66 con respecto al precio de producción de un concreto convencional cuyo precio por m³ ronda los USD \$117.52. Lo que en el marco del costo de proyecto significa un ahorro de USD \$78,078.00. con respecto a la construcción de este proyecto con concreto convencional.
 - d. Proceso Constructivo: Los procesos a realizar en la construcción de esta estructura de CCR difieren notablemente en los requeridos si la obra se ejecutará con concreto convencional:
 - 1) El CCR requiere menor mano de obra que la que requiere el concreto convencional, ya que el CCR no está diseñado para ser manipulado de forma manual.
 - 2) Debido a que el proceso de colocación y consolidación del CCR es en su mayor parte mecanizado es posible compactar grandes volúmenes en tiempos cortos, contrario a la colocación y compactación del concreto convencional que requiere previo

al colado la construcción de todo el sistema de cimbras, lo que lo transforma en un proceso más lento, además el colado de grandes volúmenes no puede realizarse de manera continua debido al alto calor de hidratación que se generaría.

- 3) El CCR optimiza el uso de encofrados con respecto a un concreto convencional, ya que el encofrado requerido delimita exclusivamente la altura de la capa que se compacte y este es retirado inmediatamente la consolidación de la capa es concluida, siendo dicha formaleta reutilizada para cada una de las capas compactadas, mientras que el colado y compactado de un concreto convencional requiere la elaboración de un intrincado (complicado) y oneroso sistema de encofrado para garantizar su correcta construcción.
- 4) El CCR presenta una condicionante básica, y es la necesidad de contar con la maquinaria especial para una compactación adecuada, la cual es de difícil acceso para empresas con capital de inversión bajo, contrario a la accesibilidad del equipo y maquinaria utilizado en la construcción de estructuras de concreto convencional.

7.2 RECOMENDACIONES

- a)** Generar un ordenamiento territorial en el cual se establezca que las zonas habitables se encuentren alejadas de las márgenes de los ríos.

- b)** Tramos y proyectos de prueba deben de realizarse a fin de evaluar las condiciones de servicio de las estructuras construidas con CCR a fin de potencializar las técnicas constructivas y adaptarlas a las condiciones específicas de nuestro país, con el objeto de que sean aprovechadas las grandes ventajas que este presenta.

- c)** Se recomienda al momento de realizar la obra ampliar el análisis de suelos realizado en este estudio haciendo uso de la prueba SPT (Prueba de Penetración Estándar por sus siglas en inglés), la cual no fue realizada.

- d)** El esfuerzo máximo alcanzado en los ensayos a compresión del concreto, superó a la resistencia de diseño de manera considerable, con lo cual la cantidad de cemento puede disminuirse, para hacer la mezcla mas económica, se recomienda un valor que ronde entre las 5.5 y las 6 bolsas de cemento por m³.

- e)** A pesar de la implementación del sistema de bordas propuesto, se recomienda generar un sistema de alerta temprana que permita una rápida evacuación preventiva de los habitantes de la comunidad “La Vega del Sensunapán 3”.

- f)** Realizar estudios comparativos con el que puedan evaluarse la factibilidad técnica, financiera y económica entre proyectos realizados con mezclas de CCR y mezclas de concreto convencional, a fin de presentar sus ventajas y desventajas en el medio de la industria de la construcción de nuestro país.

7.2.1 RECOMENDACIONES PARA TRABAJO EN LABORATORIO

- a) Al momento de realizar el forjado de cilindros usando el rotomartillo, y para asegurar que la mezcla tiene la humedad necesaria, se debe compactar una primera capa de prueba, y si al cabo de alrededor de 20s de aplicación de vibrado no se obtiene un anillo de lechada es señal de que la mezcla tiene una humedad pobre y más agua será requerida.

- b) Usar la protección adecuada en el laboratorio, especialmente protectores de oído al momento de la forja de espécimen con rotomartillo.

- c) Asegurar, al momento de ejecutar la prueba Proctor y la prueba CBR, que el material agregado para compactar en cada capa sea el requerido para evitar que la capa final quede por debajo del borde del molde, acción que invalida la compactación del espécimen.

BIBLIOGRAFÍA

- Aparicio, F. J. (1989). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. Cuernavaca: Limusa.
- Bartos, P. J. (1992). *Production Methods and Workability of Concrete*. E & FN Spon.
- Berga, L., Buil, J. M., & Jofré, C. (2003). *RCC Dams*. Holanda: Swets & Zeitlinger B. V Lisse.
- Calavera, J. (1987). *Muros de Contención y Muros de Sotano*. Madrid: INTEMAC.
- Chow, V. (1964). *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw Hill.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Ciudad de México: Editorial Limusa.
- Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. New York: Taylor & Francis.
- DGOA. (2012). *Escenario de Riesgo: Amenaza por Inundación Región Hidrográfica Sonsonate Banderas*. San Salvador: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Dillon, S. (1996). *Cimentaciones*. Quito: P.U.C.E.
- El Salvador, A. L. (1982). *Constitución de la República*. San Salvador: Imprenta Nacional.
- Erazo Chica, A. M. (2011). *Distribución Temporal de Lluvias en El Salvador*. San Salvador: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Erazo, A. M. (2011). *Relaciones entre Láminas de Lluvia en El Salvador*. San Salvador: Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Hansen, K. D. (1994). *Roller-Compacted Concrete Dams*. New York: McGraw Hill.
- ICPC. (1995). Presas de CCR. *Boletín ICPC, N° 68, Ene/Mar. , 25-26*.

- Jofré, C. (2003). Presas de Concreto Compactado. *Revista del ISCYC* , 17-29.
- Juárez Badillo, E. (2005). *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Ciudad de México: Editorial Limusa.
- Leonelli, M., & Lorito, A. (2010). *Estudio de Riesgos Naturales en la Cuenca del Río Sensunapán, Sonsonate*. San Salvador: Ministerio de Relaciones Exteriores de la República de Italia.
- Livneh, M., & Ishai, I. (1987). Pavement and Material Evaluation by a Dynamic Cone Penetrometer. *Proceeding, 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*. Ann Harbor.
- Malhatora, V. M. (1980). *Progress of Concrete Technology*. Ontario: Energy, Mines and Resources Canada.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering*. New York: Wiley.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1983). *Ingeniería de Cimentaciones*. Ciudad de México: Editorial Limusa.
- PLAMADUR-AMSO. (1998). *Plan Maestro de Desarrollo Urbano del Área Metropolitana de Sonsonate*. San Salvador: Vice-Ministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano.
- Sowers, G. B., & Sowers, G. F. (1983). *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Ciudad de México: Editorial Limusa.

ANEXOS