



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

División de Estudios de Posgrado

Facultad de Ingeniería Civil

Estabilidad de un puente en función de la profundidad de socavación

Tesis

Que para obtener Título de: Maestro en Infraestructura del
transporte en la rama de las vías terrestres

Presenta

Jorge García Domínguez

Dirigida por

Hugo Hernández Barrios

Doctor en Ingeniería (Estructuras)

Morelia, Michoacán; noviembre de 2017

ÍNDICE

DEDICATORIAS.....	vii
AGRADECIMIENTOS	vii
RESUMEN	viii
ABSTRACT	viii
OBJETIVOS	viii
INTRODUCCIÓN	ix
DAÑO EN PUENTES POR EFECTO DE LA SOCAVACIÓN	10
1.1 PUENTES DAÑADOS POR LOS HURACANES MANUEL, INGRID Y BEATRIZ	10
1.2 BASE DE DATOS DEL SIPUMEX.....	17
1.2.1 CRITERIOS PARA PONDERACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE SOCAVACIÓN	21
1.2.2 INTEGRACIÓN Y GEO PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN MEDIOAMBIENTAL	25
1.2.3 RED HIDROGRÁFICA NACIONAL (RHN). DISTRIBUCIÓN Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL.....	26
1.3 CONCLUSIONES.....	26
1.4 BIBLIOGRAFÍA	27
TÉCNICAS DE DISMINUCIÓN DE SOCAVACIÓN EN PILAS	28
2.1 PROTECCIÓN LOCAL DEL PUENTE	28
2.2 ENROCADO	29
2.2.1 MÉTODO DE MAZA ÁLVAREZ	30
2.2.2 MÉTODO PROPUESTO EN HEC-18 (1993).....	30
2.3 PILAS AUXILIARES	33
2.4 PANTALLAS DE AGUAS ARRIBA	34
2.5 REVESTIMIENTO DEL LECHO CON BLOQUES	35
2.6. INVESTIGACIONES SOBRE LA DISMINUCIÓN DE LOS AGENTES EROSIVOS EN LAS PILAS	36
2.6.1 MONCADA ALIX (2007).....	36

2.6.2 PLATA FRANCISO	39
2.6.3 SHATIRAH AKIB (2014)	42
2.6.4 MUEE BEG (2008)	46
2.6.5 POURZAREK ALIREZA (2014).....	47
2.6.6 MASJEDI ALIRAZA (2010).....	50
2.6.7 MOHAMMADNEZHAD AMIRREZA (2014)	53
2.6.8 JAHANGIRZADEH AFSHIN (2013)	58
2.6.9 VAGHEFI MOHAMMAD (2015)	61
2.6.10 ESMAEILI TAYMAZ (2015).....	64
2.6.11 ABDELAZIM M. NEGM (2009)	65
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA PARA LA DISMINUCIÓN DE LA SOCAVACIÓN	69
3.1 CONCEPTOS DE DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL (CFD)	69
3.1.1 VOLUMEN DE CONTROL	69
3.1.2 GENERACIÓN DE LA MALLA ESTRUCTURADA	71
3.1.3 DISCRETIZACION	71
3.1.4 CONDICIONES DE FRONTERA	72
3.1.5 CONDICIONES DE FRONTERA EN LA SUPERFICIE SOLIDA (PILA)	72
3.1.6 CONDICIONES DE FRONTERA DE FLUJO DE ENTRADA O FLUJO DE SALIDA	73
3.2 ECUACIONES DE NAVIER STOKES PARA FLUJOS INCOMPRESIBLES	74
3.2.1 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA SOLUCIÓN DE FLUJOS TURBULENTOS.....	74
3.2.2 MODELOS EMPLEADOS EN ANSYS 11.0 PARA EL MÉTODO REYNOLDS AVERAGE NAVIER STOKES (RANS)	76
3.3 CONCEPTOS DE MECÁNICA DE FLUIDOS.....	77
3.3.1 VISCOSIDAD	77
3.3.2 NÚMERO DE REYNOLDS	77
3.3.3 FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO	78

3.3.4 CAPA LÍMITE.....	78
3.3.5 PRESIÓN	78
3.3.6 DENSIDAD	79
3.4 METODOLOGÍA PARA LA PROPUESTA DE SOLUCIÓN DE REDUCCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE	82
3.5. MODELACIÓN IN SITU	82
3.5.1 DOMINIO	82
3.5.2 CONDICIONES DE FRONTERA	83
3.5.3 RESULTADOS	84
3.5.4 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE DE LA MODELACIÓN IN SITU	85
3.6. PRIMERA PROPUESTA DE SOLUCIÓN MEDIANTE UNA FIGURA HIDRODINÁMICA	87
3.6.1 DOMINIO	87
3.6.2 CONDICIONES DE FRONTERA	88
3.6.3 RESULTADOS	88
3.6.4 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE PRIMERA PROPUESTA	89
3.7 SEGUNDA PROPUESTA DE SOLUCIÓN MEDIANTE UNA FIGURA HIDRODINÁMICA	92
3.7.1 DOMINIO	92
3.7.2 CONDICIONES DE FRONTERA	92
3.7.3 RESULTADOS	93
3.7.4 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE SEGUNDA PROPUESTA	93
3.8 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE EN ANSYS (MODELACIÓN IN SITU)	97
5.8.1 CONSTRUCCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL DOMINIO Y PILA	101
3.8.2 DISCRETIZACIÓN	103
3.8.3. GENERACIÓN DE LA MALLA.....	105
3.8.4 PROPIEDADES DEL MODELO.....	107
3.8.5 CONDICIONES DE FRONTERA DEL FLUJO DE ENTRADA	109

3.8.6 CONDICIÓN DE FRONTERA DEL FLUJO DE SALIDA.....	111
3.8.7 CONDICIÓN DE FRONTERA EN LA SUPERFICIE SOLIDA DE LA PILA.	112
3.8.8 ESTABILIZACIÓN DEL MOMENTO	113
3.8.9 SOLUCIÓN	114
3.8.10 RESULTADOS	115
3.9 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE EN ANSYS (PRIMERA PROPUESTA)	115
3.9.1 CONSTRUCCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL DOMINIO Y PILA	116
3.9.2 DISCRETIZACIÓN	118
3.9.3 GENERACIÓN DE LA MALLA.....	120
3.9.4 PROPIEDADES DEL MODELO.....	122
3.9.5 CONDICIONES DE FRONTERA DEL FLUJO DE ENTRADA	124
3.9.6 CONDICIÓN DE FRONTERA DEL FLUJO DE SALIDA.....	126
3.9.7 CONDICIÓN DE FRONTERA EN LA SUPERFICIE SOLIDA DE LA PILA	127
3.9.8 ESTABILIZACIÓN DEL MOMENTO	127
3.9.9 SOLUCIÓN	128
3.9.10 RESULTADOS	129
3.10 METODOLOGIA PARA LA OBTENCION DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE EN ANSYS (SEGUNDA PROPUESTA)	129
3.10.1 CONSTRUCCIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PILA.....	130
3.10.2 SOLUCIÓN	133
3.11 CONCLUSIONES	134
3.12 BIBLIOGRAFIA Y RERENCIAS	135
ANÁLISIS DE PÉRDIDA DE RIGIDEZ DE APOYO EN LA PILA DE UN PUENTE DEBIDO A LA SOCAVACIÓN	136
4.1 ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO.....	136
4.2 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.....	137
4.3 MODELOS DE RESORTE EQUIVALENTE DEL TERRENO	139

4.3.1 ECUACIONES DE RIGIDEZ ESTÁTICA PARA RESORTES EQUIVALENTES.....	139
4.4 CALCULO DE LA MASA DE LA ESTRUCTURA	141
4.5 PERIODO DE VIBRAR DE PUENTES CONSIDERANDO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA.....	141
4.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN	142
4.7 CONCLUSIONES	153
4.8 BIBLIOGRAFÍA	154
CONCLUSIONES.....	155

DEDICATORIAS

A mi Dios por darme vida y poder finalizar este proyecto

Dedico este trabajo a mis padres, que me han apoyado incondicionalmente y me han fomentado el deseo de superación

A mis hermanas que han estado siempre que necesito una palabra de aliento para seguir adelante y no dejarme vencer por la adversidad

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios por permitirme llegar a esta etapa y poder contar con seres tan maravillosos en mi vida

Al posgrado en Ingeniería Civil

A mi asesor de tesis el Dr. Hugo Hernández Barrios por apoyarme en la trayectoria de este proyecto

A todos mis profesores que me formaron académicamente

RESUMEN

La socavación es un tema multidisciplinario, y un tema de gran importancia, debido a que la mayoría de los puentes que colapsan en la República Mexicana son por este fenómeno. Se realiza una investigación de las técnicas de disminución de socavación en pilas de puentes, así como se lleva a cabo una propuesta de una figura hidrodinámica para la disminución de la socavación local, mediante el análisis del coeficiente de arrastre.

También se analiza la pérdida de estabilidad de la pila de un puente por efecto de socavación.

Palabras clave: Socavación, puente, estabilidad, coeficiente de arrastre, periodo

ABSTRACT

The undermining is a multidisciplinary subject, and a subject of great importance, because most of the bridges that collapse in the Mexican Republic are due to this phenomenon. An investigation of the techniques of reduction of scouring in piles of bridges is carried out, as well as a proposal of a hydrodynamic figure for the reduction of scouring by means of the analysis of the drag coefficient.

It also analyzes the loss of stability of the bridge stack due to scouring

OBJETIVOS

Propuesta de una técnica para disminuir la socavación local.

Realizar una metodología para comprobar la pérdida de estabilidad suelo-pila de un puente por efecto de la socavación

INTRODUCCIÓN

Los cambios climatológicos han provocado tormentas de mayor intensidad, llevando consigo el aumento de los caudales en los ríos. Derivado de esto, los puentes están fallando con más frecuencia por el efecto de la socavación.

Las técnicas de disminución de socavación en pilas se dividen en dos grupos: una es aumentar la capacidad del material del fondo para resistir la erosión, normalmente se logra colocando una capa de protección de granulometría gruesa o de piedra suelta alrededor de la pila; la segunda es por medio de la disminución de los agentes erosivos, es decir disminuir el flujo hacia abajo y los vórtices de herradura, que erosionan el material de fondo.

Los puentes presentan problemas de socavación, lo cual conlleva en la mayoría de los casos a la falla de estos. Una de las causas que provoca que aumente este fenómeno es la figura geométrica que presentan las pilas de los puentes.

En la mayoría de los casos se utilizan figuras hidrodinámicas con la finalidad de atacar el problema que la figura conlleva, que son los vórtices de estela y herradura.

Se desarrolló una propuesta para la disminución de los efectos del vórtice de herradura, así como los de estela, la figura se basa en la planta de un edificio, conocido con el Must Dubai; esta figura geométrica obtuvo buenos resultados en la disminución de los vórtices que se generan en el viento

La modelación de los fluidos es complicada, debido a las ecuaciones que se utilizan para la solución de problemas. Mediante la dinámica de fluidos computacionales (CFD), se pueden hacer varias modelaciones en corto tiempo, debido al potencial que tienen los programas para resolver las ecuaciones de flujo.

La modelación de la propuesta se desarrolló utilizando programas de dinámica de fluidos computacionales.

El resultado final de la modelación es la obtención del coeficiente de arrastre, el cual es un parámetro que nos sirve para compararlo con coeficientes de arrastre ya establecidos para ciertas figuras geométricas como el círculo, rectángulo, entre otros

La pérdida de estabilidad de los puentes por efecto de la socavación es otro aspecto que se debe de considerar. Para ello se realizó un análisis de la interacción suelo-estructura, con el fin de relacionar la pérdida de estratos de suelos debido a la socavación y la pérdida de estabilidad.

CAPÍTULO

1

DAÑO EN PUENTES POR EFECTO DE LA SOCAVACIÓN

1.1 PUENTES DAÑADOS POR LOS HURACANES MANUEL, INGRID Y BEATRIZ

En el año del 2013 se presentaron dos fenómenos meteorológicos, uno de ellos fue la tormenta tropical Manuel, ubicada a 80 km al sur de Lázaro Cárdenas Michoacán, y a 90 km al suroeste de Zihuatanejo, Guerrero, con vientos máximos sostenidos de 110 km/hr. Así mismo se registró en esa fecha el huracán Ingrid, localizado a 225 km al este de cabo Rojo, Veracruz y a 270 km al noroeste de Tuxpan en el mismo estado con vientos de 140 km/h.

Como resultado de los dos eventos mencionados, haciendo referencia particularmente a los puentes, en la red carretera federal libre de peaje resultaron con daño 31 puentes, de los cuales dos sufrieron daños no estructurales, 19 puentes con corte de los accesos y 10 puentes presentaron colapso total o parcial por socavación en sus apoyos.

En la tabla 1.1 se muestra una relación de cada uno de los puentes que sufrieron daños, se indica su ubicación, forma de dar paso provisional al tránsito y a la solución definitiva que se piensa ejecutar.

Tabla 1.1. Relación de puentes de la red federal carretera dañados por Ingrid y Manuel en septiembre de 2013

Estado	Puente/Ubicación	Núm. de claros	Longitud total (m)	Daños	Trabajos provisionales
Colima	Punta de Agua, Manzanillo-Barra de Navidad/km 101+100	1	30.6	Destrucción de la losa de protección	Reconstrucción de la losa de protección
	P.S.V. Chandiablo, Manzanillo-Barra de Navidad/km 16+238	3	55.3	Asentamiento de muros mecánicamente estabilizados	Reconstrucción de los muros

Continuación de la tabla 1.1

Estado	Puente/Ubicación	Núm. de claros	Longitud total (m)	Daños	Trabajos provisionales
Guerrero	Del Canal, Cuernavaca-Chilpancingo/km11+714	1	22.6	Colapso total	Reconstrucción del puente con mayor longitud
	Petaquillas, Chilpancingo-Acapulco/km11+500	1	15.5	Colapso total	Reconstrucción de la superestructura
	Papagayo I, Chilpancingo-Acapulco/km 72+000	5	159.7	Destrucción de la superestructura	Reconstrucción del puente
	Coyuca I, Acapulco-Zihuatanejo/km 33+850	15	400.6	Colapso parcial	Construcción de claro adicional
	Agustín Lorenzo, Cuernavaca-Chilpancingo/km 185+280	1	22.6	Corte de accesos	Reconstrucción de claros caídos y recimentación
	Omitlan-Chilpancingo-Acapulco/km 5+964	7	161.3	Colapso parcial	Reconstrucción de accesos y alero
	De la Placa, Cuernavaca-Chilpancingo/km 185+480	1	26	Colapso de acceso y alero	
	Casa Verde, Cuernavaca-Chilpancingo/km 190+130	1	22.2	Colapso de acceso y alero	Reconstrucción de protección
	Buena Vista, Zihuatanejo-Playa Azul/km 26+200	1	41.6	Falla de losa, deslave de terraplén y socavación en zapata	

Continuación de la tabla 1.1

Estado	Puente/Ubicación	Núm. de claros	Longitud total (m)	Daños	Trabajos provisionales
Guerrero	Quetzala, Acapulco, Pinotepa Nacional/km 173+711	5	177	Corte de accesos	Reconstrucción y ampliación del puente
	Miguel Alemán, Ciudad Altamirano-Zihuatanejo/km 5+160	11	304.1	Corte de accesos	Reconstrucción del puente
	Barra Vieja Las Lomas, Acapulco-Pinotepa Nacional/km 38+040	7	214.5	Colapso total	Reconstrucción del puente
Jalisco	Contla, Jiquilpan-Colima/km 84+500	4	32	Colapso total	Construcción de dos claros adicionales
Michoacán	Nexpa, Playa Azul-Manzanillo/km 55+800	7	224	Corte en margen izquierdo	Puente nuevo
	Puente Vado Zicuiran Quiroga-Tepalcatepec/km 148+600	8	70.9	Destrucción total	Puente nuevo
	Bejulco II, Playa Azul-Manzanillo/km 62+700	1	10.3	Colapso total	
	Mexcalhuacan, Playa Azul-Manzanillo/km 38+700	6	209.2	Corte en accesos	
	Boca de Campos, Playa Azul-Manzanillo/km 52+184	2	50.7	Corte en accesos	Construcción de claro adicional

Continuación de la tabla 1.1

Estado	Puente/Ubicación	Núm. de claros	Longitud total (m)	Daños	Trabajos provisionales
Michoacán					
	Cuante II, Uruapan Playa Azul/km 160+512	2	56.5	Corte en accesos	
	El Mezquite Playa Azul-Manzanillo/km 83+600	1	15.3	Corte en accesos	
	La Tinaja, Playa Azul-Manzanillo/km 84+200	1	14.4	Corte en accesos	
	La Huahua, Playa Azul-Manzanillo/km 86+000	9	294.6	Corte en accesos	
	Tizupa, Playa Azul-Manzanillo/km 106+200	3	80.4	Socavación local	Recimentación de estribo y re nivelación de superestructura
Oaxaca	Tecomaxtlahuaca, Huajapan de Leon-T. carr(Yucadaa-Pinotepa Nacional)/km 97+900	1	25.5	Asentamiento de estribo y corte parcial de acceso	
	Rio Verde II, Coatzacoalcos-Salina Cruz/km 246+755	3	31.2	Destrucción parcial de acceso	
Sinaloa	Chico Ruiz, Culiacán-Los Mochis/ km52+400	7	109.1	Corte en accesos	
Tamaulipas	Corona Poniente, Ciudad Victoria-Monterrey/km 25+880	3	117.2	Destrucción parcial de acceso	

Continuación de la tabla 1.1

Estado	Puente/Ubicación	Núm. de claros	Longitud total (m)	Daños	Trabajos provisionales
Veracruz	San Rafael, Teziutlan-Nautla/km 80+200	1	25	Destrucción parcial de acceso	
	Vega de Alatorre, Poza Rica Veracruz/ km 125+900	4	124.7	Destrucción parcial de acceso	

En la figura 1.1 se muestra una vista aérea del daño que sufrió el puente Coyuca I ubicado en el kilómetro 33+850 de la carretera Acapulco-Zihuatanejo.



Figura.1.1 Vista aérea del puente Coyuca I.

En el puente Coyuca I que se encuentra ubicado en la carretera costera Acapulco-Zihuatanejo su cierre obliga a que se tenga que hacer un recorrido de cientos de kilómetros adicionales. Para dar paso provisional fue necesario construir un camino de desvío con apoyo en tubos de concreto de 2.5 m de diámetro y terracerías, paralelo y aguas arriba del puente como se muestra en la figura 1.2.



Figura.1.2 Paso provisional, puente Coyuca I.

El puente Del Canal se ubica en el kilómetro 189+714 de la carretera libre Cuernavaca-Chilpancingo. Esta ruta tiene como alternativa de paso la autopista de cuota. Al presentarse la avenida extraordinaria, el puente fallo totalmente por socavación, se dio paso provisional al puente al colocar un puente modular metálico tipo Bailey sobre el mismo camino (figura 1.3).



Figura.1.3 Colocación de puente tipo Bailey en el puente Del Canal

En la figura 1.4 se muestra el puente Petaquillas ubicado en el kilómetro 11+500 de la carretera libre Chilpancingo-Acapulco que falló por efecto de la socavación.



Figura.1.4 Socavación del puente petaquillas

En el presente año (2017) en el mes de mayo se presentó el Huracán Beatriz.

Fue dañado severamente el puente vehicular de la carretera Oaxaca- Tehuantepec que cruza el rio Tequisistan, debido al aumento de su nivel de agua por las lluvias que dejo el huracán Beatriz, en la figura 1.5 se muestran los daños.



Figura 1.5 Daños en el puente del tramo carretero Oaxaca-Tehuantepec.

1.2 BASE DE DATOS DEL SIPUMEX

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) realizó trabajos preliminares con información del SIPUMEX versión 2009, en donde a los puentes que han sido reparados por problemas de socavación en los últimos 5 años se les denominó puente con trabajo de cauce. La información se observa en la figura 1.6, donde se observa que hay un incremento en el número de puentes con trabajo de cauce del 2005 al 2009.

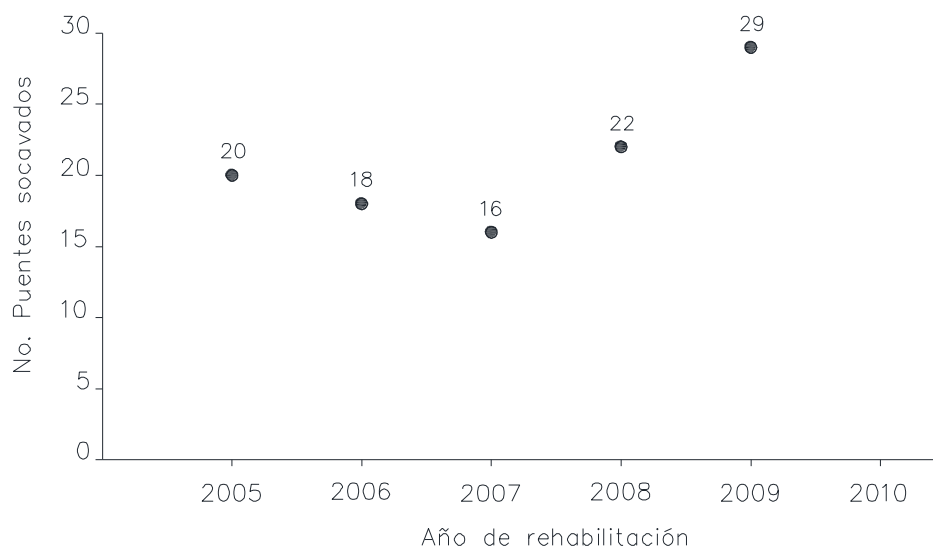


Figura 1.6 Número de puentes con trabajos de cauce entre 2005 y 2009

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) con la información proporcionada por la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) realizó un enlistado con las características de los puentes con trabajos de cauce en los últimos cinco años. Inició catalogando los datos a fin de obtener información relevante sobre estas estructuras, obteniendo un primer filtro con el tipo de paso. Se encontraron dos grandes grupos, el primero con la clave 30 (rio o arroyo) y el segundo grupo con la clave 32 (canal). La figura 1.7 muestra la primera selección con este listado de puentes y el filtro de tipo de paso.

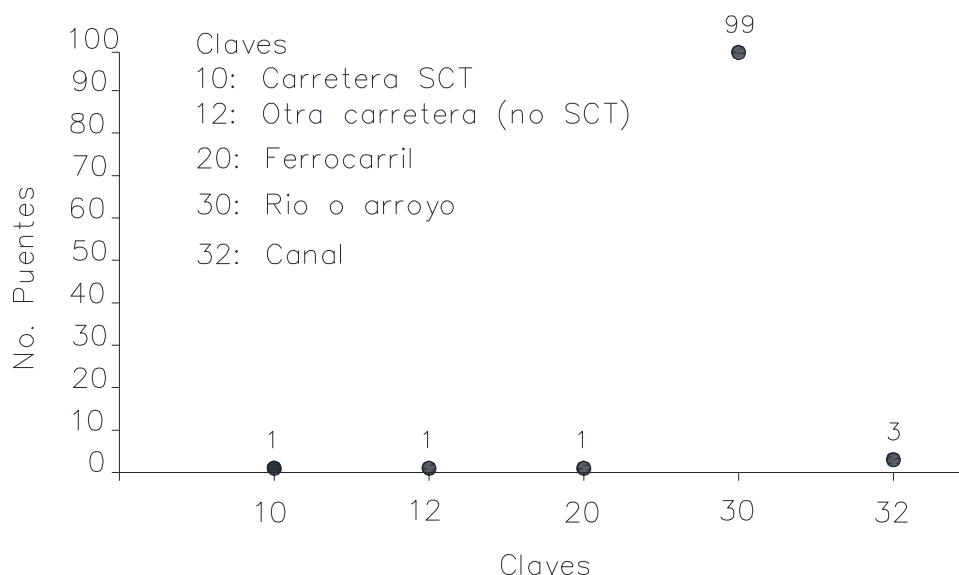


Figura 1.7 Puentes con trabajo de cauce separados por el tipo de paso

Como se observa en la figura 1.7, los puentes con trabajos de cauce en los últimos años fueron aquellos que pasan sobre ríos y/o arroyos (98% de los casos) por lo que se tomó como primer requisito para presentar problemas de socavación en puentes con este tipo de paso.

Como segundo filtro se subdividieron los datos de los puentes (con trabajo de cauce) por el tipo de cimentación; se observó una mayor incidencia en los puentes con cimentación directa y no aplicable en pila y directa en estribo.

Cabe aclarar que el termino cimentación directa se refiere a una de tipo superficial, además para el caso de cimentación tipo pila con clave 91 (no aplicable), se refiere a los puentes que solo tienen cimentación tipo estribo por ser de un solo claro.

Los puentes más propensos a socavación son aquellos cuya cimentación es considerada directa, es decir, apoyada sobre el terreno de manera directa, sin elementos de transición como pilotes enterrados. La figura 1.8 y 1.9 muestran esta condición ya que más del 80% de los puentes tuvieron trabajos de cauce en los últimos cinco años, tienen este tipo de cimentación directa en pilas o estribos.

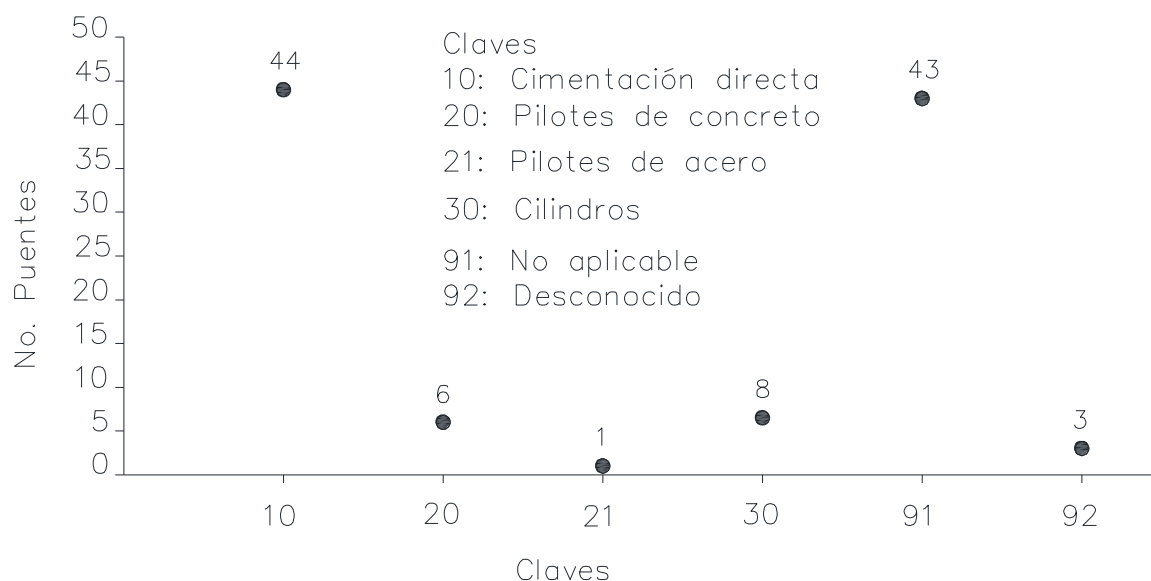


Figura 1.8 Tipo de cimentación de los puentes dañados por socavación: sobre pilas.

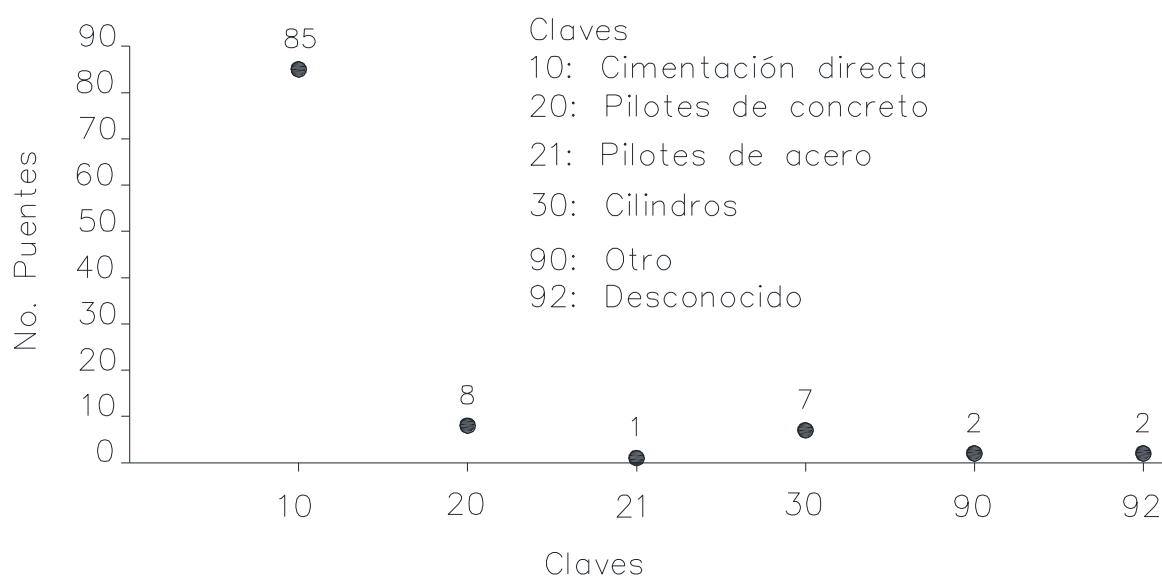


Figura 1.9 Tipo de cimentación de los puentes dañados por socavación: sobre estribo

Como tercer filtro se considera el año de construcción de los puentes con trabajos de cauce, los que se presentan en la figura 1.10. Como se observa en la figura, el mayor número de puentes con trabajos de cauce (89%) fueron construidos entre 1940 y 1970.

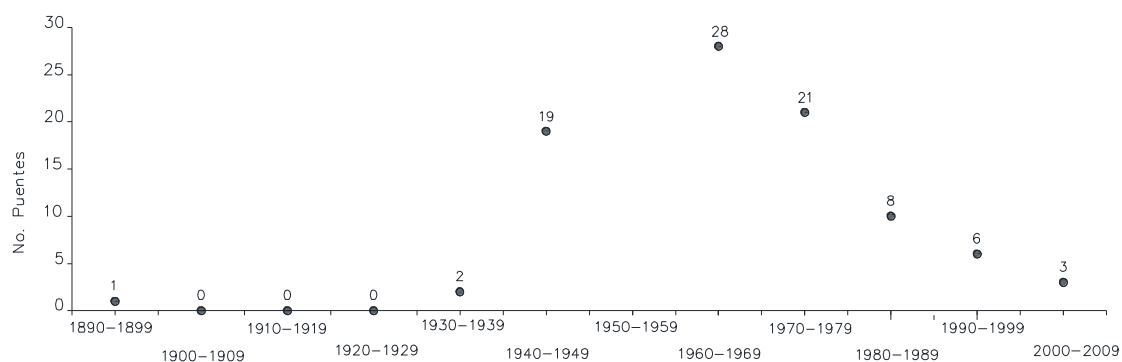


Figura 1.10 Año de construcción de los puentes.

Se concluye que los puentes que pudieran tener problemas de socavación, son aquellos que cumplen con:

- Puentes que cruzan los ríos y canales
- Puentes con cimentación directa en pilas y estribos.
- Año de construcción entre 1940 y 1970.

La figura 1.11 muestra la ubicación de 105 puentes que tuvieron algún trabajo de cauce del 2005 al 2009.



Figura 1.11 Ubicación de los puentes que han necesitado trabajo de cauce

1.2.1 CRITERIOS PARA PONDERACIÓN DE LA PROBABILIDAD DE SOCAVACIÓN

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) considero diferentes criterios para la elaboración de un listado ponderado que contenga los puentes susceptibles de socavación.

Tres fueron los criterios seleccionados (definidos como filtros de ahora en adelante) inicialmente (tipo de paso, cimentación directa y año de construcción), además se considera en este análisis tres filtros más de selección los cuales son: Transito Diario Promedio Anual (TDPA), tipo de paso de río perenne y calificación del SIPUMEX (ver tabla 1.2).

Tabla 1.2 Criterios o filtros de considerados para la ponderación de la probabilidad de socavación de los puentes en la Red Federal de Carreteras.

Filtro 1	Tipo de paso-rio o arroyo
Filtro 2	2a-Cimentacion Pila
	2b- Cimentación estribo
Filtro 3	Año de construcción (1940 a 1979)
Filtro 4	Transito Diario Promedio Anual (TDPA) mayor a 500 vehículos
Filtro 5	Tipo de paso sobre el rio perenne
Filtro 6	Calificación que le asigna el SIPUMEX- alta y mediana prioridad

Los filtros sirven para almacenar un valor numérico que indica si el registro cumple o no. La combinación de estos filtros genera los subconjuntos de registros, esto permite combinar dos o más criterios o seleccionar todos al mismo tiempo.

Aplicando los filtros de manera individual a los 7169 puentes que forman la base de datos del SIPUMEX, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) definió los siguientes resultados para cada uno de ellos, como se observa en la tabla 1.3.

Tabla.1.3 Resultados para cada filtro en forma individual

No. Filtro	Definición	Dominio de valores	Total 7169
Filtro 1	Tipo de paso-rio o arroyo (clave 30)	1=cumple	5268 cumplen
		0=no cumple	1901 no cumplen
Filtro 2	2a Cimentación Pila	1=cumple	3633 cumplen
		0=no cumple	3536 no cumplen
	2b Cimentación Estribo	1=cumple	5558 cumplen
		0=no cumple	1611 no cumplen
Filtro 3	Año de construcción (1940 a 1979)	1=cumple	2603 cumplen
		0=no cumple	5106 no cumplen
Filtro 4	Transito Diario Promedio Anual (TDPA) mayor a 5000 vehículos	1=cumple	3584 cumplen
		0=no cumple	3585 no cumplen
Filtro 5	Tipo de paso sobre el rio perenne	1=cumple	166 cumplen
		0=no cumple	7003 no cumplen
Filtro 6	Calificación que le asigna el SIPUMEX- alta y mediana prioridad	1=cumple	4270 cumplen (alta y mediana prioridad)
		0=no cumple	2899 no cumplen

De los seis filtros iniciales se seleccionaron los cuatro que por su mayor incidencia y relación con la socavación resultan ser más importantes y representativos: Tipo de paso, cimentación directa, año de construcción y calificación del SIPUMEX.

Se aplicaron los cuatro filtros en forma consecutiva. Primeramente se aplicó el primer filtro, a los resultados de este se le aplicaron el segundo filtro, de la misma manera se aplicaron el tercer y cuarto filtro. Con los resultados finales se obtuvo la tabla 1.4 correspondiente a la cimentación tipo pila y la tabla 1.5 para la cimentación tipo estribo. Con base en la tabla 1.4 y 1.5 se realizó el mapa de la figura 1.12.

Tabla.1.4 Los 4 filtros más importantes aplicados en forma conjunta en este caso a puentes con cimentación tipo pila

No. Filtro	Definición	Dominio de valores	Total 7169 puentes
Filtro	Tipo de paso-rio o arroyo (clave 30)	1=cumple	5268
		0=no cumple	1901
Filtro 1+ Filtro 2	Cimentación tipo pila	1=cumple	2508
		0=no cumple	4661
Filtro 1+ Filtro 2 + Filtro 3	Año de construcción (1940 a 1979)	1=cumple	2063
		0=no cumple	5106
Filtro 1+ Filtro 2+ Filtro 3+ Filtro 6	Calificación que le asigna el SIPUMEX-alta y mediana prioridad	1=cumple	1397 cumplen (alta y mediana prioridad)
		0=no cumple	5772 no cumplen

Tabla.1.5 Los 4 filtros más importantes aplicados en forma conjunta en esta caso a puentes con cimentación tipo estribo

No. Filtro	Definición	Domino de valores	Total 7169 puentes
Filtro 1	Tipo de paso -rio o arroyo (Clave 30)	1=cumple	5268
		0=no cumple	1901
Filtro 1+ Filtro 2	Cimentación tipo estribo	1=cumple	4592
		0=no cumple	2577
Filtro 1+ Filtro 2 + Filtro 3	Año de construcción (1940 a 1979)	1=cumple	3661
		0=no cumple	3508
Filtro 1+ Filtro 2 + Filtro 3 + Filtro 6	Calificación que le asigna el SIPUMEX-alta y mediana prioridad	1=cumple	2501 cumplen (alta y mediana prioridad)
		0=no cumple	4668 no cumplen

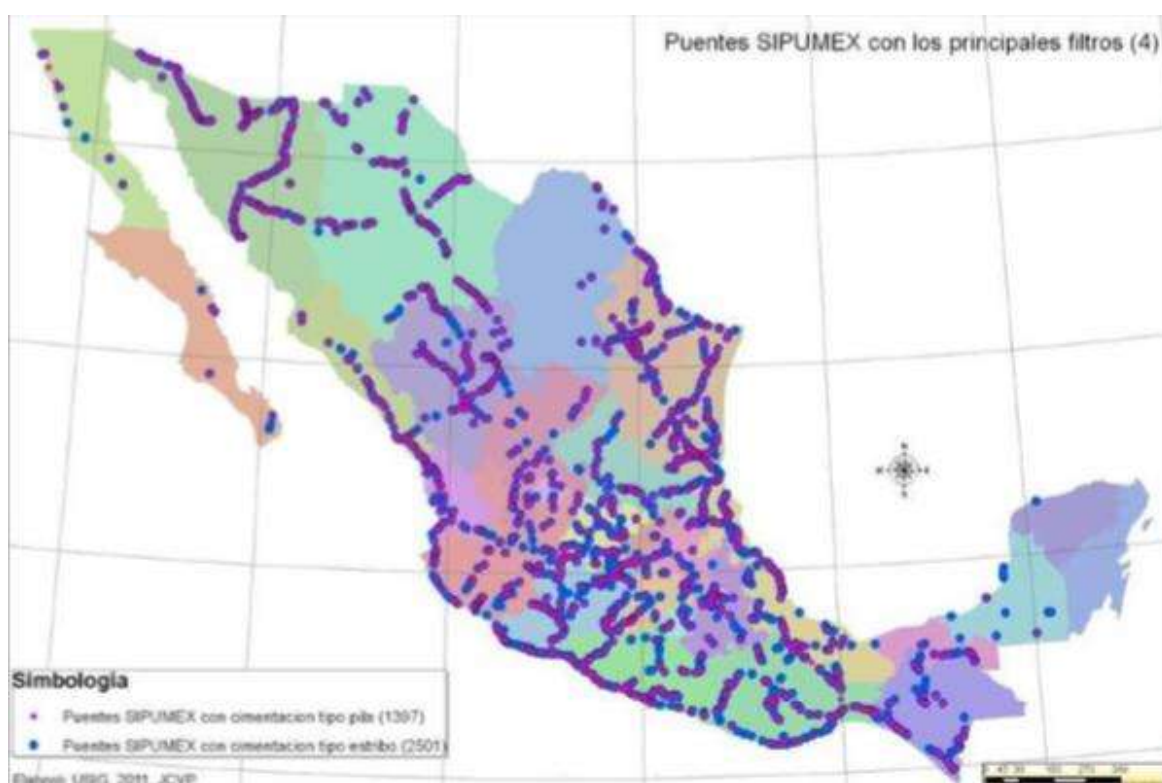


Fig.1.12 Puentes resultantes después de aplicar los 4 filtros principales seleccionados

Es importante mencionar que el número de puentes que cumple con los cuatro filtros mencionados, es aún más elevado para pensar que sean todos considerados para una inspección de cauce en campo (1397 puentes con pila y 2501 puentes con estribo).

1.2.2 INTEGRACIÓN Y GEO PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN MEDIOAMBIENTAL

El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) realizó un análisis con la integración de coberturas de información fisicogeográfica procedente de diversas fuentes. Estas fuentes incluyeron la Comisión Nacional para el uso y aprovechamiento de la Biodiversidad (CONABIO), Centro Nacional de prevención de Desastres (CENAPRED), Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) y la Comisión Nacional del Agua (CNA).

De la información obtenida, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) eligió la que tenía incidencia directa en la socavación y por su escala, precisión e integridad de las bases de datos. Las seleccionadas fueron: precipitación total anual, regímenes de humedad en el suelo, hidrogeología (tipo de suelo) y escurrimiento medio anual

En resumen los factores medioambientales estudiados por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) que pueden generar daños por socavación en la subestructura de puentes de la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) son presentados en la tabla 1.6

Tabla 1.6 Resumen de correlación geoespacial de puentes y factores medioambientales

Factor Medioambiental	Puente tipo Pila	Puente tipo Estribo	Total
Precipitación total anual	102	244	346
Escurrimiento medio anual	14	42	56
Régimen medio anual	84	225	309
Hidrología (tipo de suelo)	472	756	1228

1.2.3 RED HIDROGRÁFICA NACIONAL (RHN). DISTRIBUCIÓN Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL

La información más importante para el estudio del proceso de socavación en los puentes es la referente a la red hidrográfica del país, tanto por su distribución territorial como por el régimen hídrico y volumen de escurrimiento por cauce entre otras variables.

Para identificar los patrones de la distribución territorial de los puentes en función de la jerarquía de las corrientes hídricas se clasificaron según un numero de orden, (el orden indica el número de corrientes tributarias), es decir mayor número de orden, mayor el número de corrientes tributarias. Se procedió a representar los subconjuntos de puentes por cada orden de escurrimiento superior, esto es 5, 6, 7 y 8. La tabla 1.7 muestra el contenido de puentes dependiendo del número de corriente en la que se encuentra.

Tabla 1.7. Puentes relacionados a orden de las corrientes

Orden	Numero de puentes relacionados (661 total)
Orden 5	353
Orden 6	216
Orden 7	80
Orden 8	12

Merece atención el hecho que del total de puentes de la base del SIPUMEX (7169), aproximadamente el 9% de los puentes (661 puentes) se localizan sobre corrientes de orden superior, y que aproximadamente la mitad de los puentes (353 puentes) se encuentran en el orden 5, cifra que contrasta con la suma de los 92 puentes correspondiente a las corrientes 7 y 8; equivalentes a menos del 1.5% de puentes del SIPUMEX, lo cual indica que son muy pocos los puentes que se encuentran en orden 7 y 8, analizando el universo de puentes de la base del SIPUMEX.

1.3 CONCLUSIONES

El fenómeno de la socavación es de muy alta importancia, ya que la mayoría de los puentes que han colapsado o han presentado falla es debido a este fenómeno.

En el país se han hecho trabajos para tener una base de datos que nos permita tener identificados cuales son los puentes más propensos al daño por socavación.

De esta forma se tiene identificadas las variables por las cuales un puente puede fallar, las cuales son

- El año de construcción ya que la mayoría de los puentes que se construyeron entre 1940 y 1979, se han colapsado o han presentado fallas. Lo que muestra que son puentes demasiados antiguos y los materiales con los que se construyeron pueden presentar debilitamiento de su resistencia
- Cimentación directa y finalmente; que la mayoría de los puentes estaban contruidos en cruces de ríos y canales.

1.4 BIBLIOGRAFÍA

Frías, R. (2013). Efectos de los fenómenos meteorológicos. Vías terrestres. 1(26). 12-16.

Torres, A. (2012).Discriminación de puentes de la DGCC/SCT con alta probabilidad de socavación. Instituto Mexicano del transporte. 1-49.

CAPÍTULO**2****TÉCNICAS DE DISMINUCIÓN DE SOCAVACIÓN EN PILAS****2.1 PROTECCIÓN LOCAL DEL PUENTE**

La protección de un puente contra la socavación consiste en tomar todas aquellas medidas con el fin de hacerlo menos vulnerable a daños durante crecientes. Es especialmente importante proteger el cauce, las pilas y estribos de un puente en la parte externa y aguas debajo de las curvas, ya que en este caso, la erosión lateral a migrar en este sentido arriesgando la estabilidad de la estructura.

Dos casos se pueden distinguir: protección de puentes en construcción y protección de puentes ya construidos:

a) Protección de puentes en construcción

Las mejores medidas de protección desde la fase de diseño para puentes nuevos son:

- a) Localización adecuada del puente para evitar modelos adversos del flujo
- b) Cambio de forma, geometría, orientación y número de pilas, de manera que produzcan las mínimas profundidades de socavación
- c) Ubicación de pilas y estribos alineados con la corriente para evitar obstrucción al flujo
- d) Diseño de cimentaciones seguras y suficientemente profundas para que no requieran protecciones adicionales
- e) Los estribos se pueden cimentar por encima de la profundidad de socavación estimada si van a estar protegidos por enrocado bien diseñado o por otra medida de control

b) Puentes existentes

Las siguientes medidas son las más usadas para protección de puentes existentes:

- a) Monitoreo de las profundidades de socavación y cierre del puente si resultan excesivas las profundidades
- b) Instalación del enrocado alrededor de pilas y/o estribos
- c) Mejoramiento de las condiciones estructurales de la cimentación

En general las dos formas más comunes de proteger localmente un puente construido contra la socavación son las siguientes:

1.-Mejoramiento de las condiciones del material existente para resistir la socavación. Generalmente esto se logra con el uso de enrocado, colocándolos en la parte de la base de la pila o estribo

2.-Reducir el poder erosivo de la corriente al pie del estribo o pila

Para reducir el efecto del flujo causante de la socavación se han propuesto varias metodologías que reducen el efecto del vórtice como, formas hidrodinámicas de las pilas, colocar collares alrededor de la pila y escolleras hechas en la pila. Las dos últimas necesitan más investigación experimental y verificación de campo

2.2 ENROCADO

La forma más simple para proteger la pila de los efectos de la socavación es por medio del enrocado. El enrocado que se debe de usar es de mayor tamaño que el que se requiere para proteger cauces con flujo sin obstrucciones

El enrocado debe de contar con un mínimo de tres capas que estén en contacto con la estructura, menos de tres capas puede provocar que la arena entre las rocas sea removida por los vórtices y la turbulencia. Para no reducir el área hidráulica, es conveniente rellenar hasta el nivel de profundidad que alcanzara la socavación a largo plazo, pero como esto es difícil de cumplir lo más conveniente es llenar el hueco hasta el nivel de profundidad de socavación actual.

2.2.1 MÉTODO DE MAZA ÁLVAREZ

Este método se puede utilizar para calcular el tamaño del diámetro del enrocamiento, la expresión para calcularlo es la 2.1

$$D_m = \frac{135v}{\gamma_s \left(h^{\frac{1}{2+h}} - 0.15v \right)} \quad 2.1$$

D_m = diámetro medio de la roca (m) v = velocidad media del flujo ($v < 4.5 \frac{m}{s}$)

h = profundidad del flujo (m) γ_s = peso específico del material de protección $\frac{kg}{m^3}$

Lo más recomendable es que el enrocado rodee toda la pila, figura 2.1 a, pero si se sabe que el enrocado va a estar alineado con la corriente durante toda la vida, lo que se hace es colocar el enrocado en la parte de aguas arriba de la pila como se muestra en la figura 2.1b.

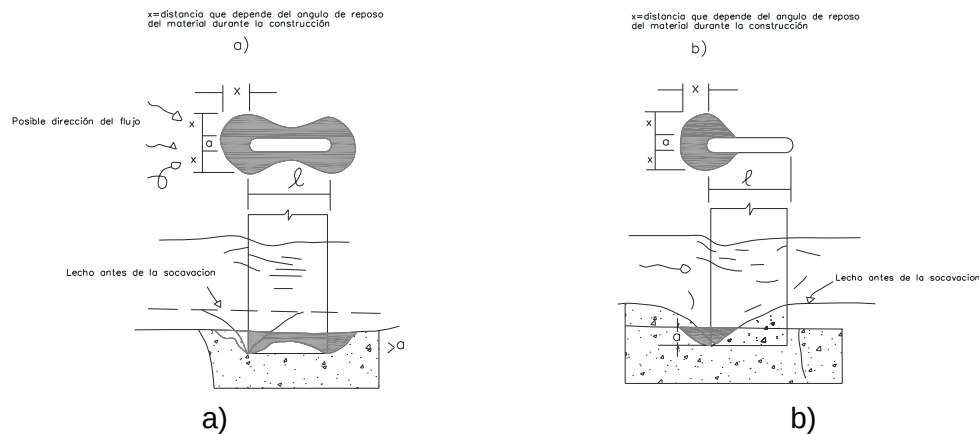


Figura 2.1. Enrocado como protección de pilas de puentes. a) Angulo de ataque variable. b) Angulo de ataque nulo. Maza, J. A. (1989)

2.2.2 MÉTODO PROPUESTO EN HEC-18 (1993)

Según HEC-18 (1993), el enrocado no es una medida permanente para proteger pilas contra la socavación y no debe ser empleado para puentes en construcción, ya que las nuevas estructuras deben proyectarse para ser estables. La ecuación 2.2 se usa para encontrar el tamaño de la roca de protección

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(G_s - 1)} \quad 2.2$$

D_{50} = diámetro medio de la roca (m) K = coeficiente de forma de la pila $K = 1.5$ para pila con nariz redonda $K = 1.7$ para pila con nariz rectangular V = velocidad del flujo sobre la pila ($\frac{m}{s}$) g = aceleración de la gravedad ($\frac{m}{s^2}$) G_s = densidad relativa de la roca, usualmente 2.65.

Para determinar la velocidad sobre la pila cuando no se tengan valores puntuales, la velocidad media del cauce $v_m = \left(\frac{Q}{A}\right)$ se multiplica por un coeficiente que va desde 0.9 para pilas cerca a los hombros en un cauce recto hasta 1.7 para pilas próximas a la curvatura externa del río.

HEC-18 (1993), recomienda los siguientes criterios de construcción:

Extender el ancho del enrocado al menos dos veces el ancho de la pila, medido desde la cara de la pila. Si el río es angosto se puede colocar el enrocado a través de toda la sección transversal. La parte superior del enrocado debe coincidir con la superficie del lecho del cauce y entre más profundo se coloque menos probabilidad existe de que sea movido pero más difícil será su colocación e inspección.

El espesor mínimo del enrocado debe ser tres veces el diámetro D_{50} de la roca

En algunos casos, el enrocado se debe colocar sobre un filtro. El filtro no se necesita si el enrocado es bien graduado o si se entierra por debajo del nivel del lecho.

EL tamaño máximo de la roca no debe exceder a dos veces el tamaño medio D_{50} del material

Recomendaciones dadas por el Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL)

Experimentos hechos en el Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL) (Minnesota, EUA) llevan a considerar que el enrocado es la mejor forma de protección local de pilas y distingue dos casos, según sea colocado en una excavación previamente hecha o no, en cualquier caso se recomienda un geotextil que servirá como filtro para la transición del material.

a) Enrocado colocado en una excavación previamente hecha

El enrocado debe extenderse al menos a una distancia de 1.5 veces el ancho de la pila a partir de cada cara, figura 2.2. Si el ángulo de ataque del flujo excede de 15 grados, el ancho de la pila debe proyectarse de acuerdo a la figura 2.3

Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL) recomienda que no se deben usar geotextiles como transición entre el enrocado y el suelo en ríos de lecho pedregoso,

pero su uso si es factible en ríos de lecho arenoso. El geotextil debe colocarse haciendo perfecto contacto con la pila, lo cual a veces resulta muy complicado en la práctica.

Se recomienda que el espesor de la capa de enrocado sea de 4 veces el D_{50} con una extensión de 2 veces el ancho de la pila a cada lado si no se puede colocar filtro

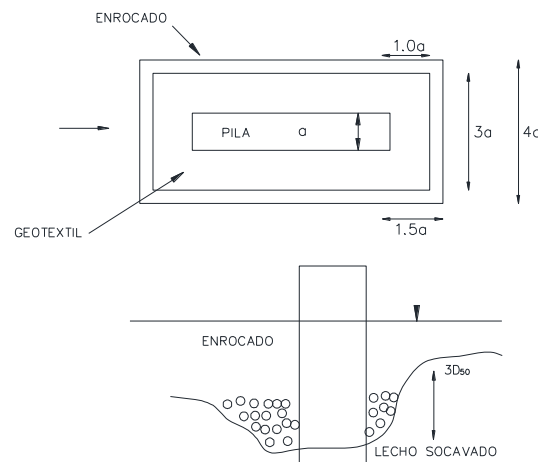


Figura 2.2 Enrocado colocado en excavación previamente hecha. A) Planta ($\phi=0$). Sección transversal. SAFL, (1998).

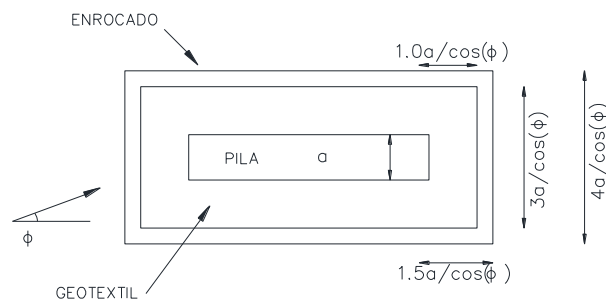


Figura 2.3 Enrocado colocado en excavación previamente hecha ($\phi \geq 15^\circ$). SAFL, (1998).

b) Enrocado colocado sin excavación previamente hecha

El enrocado debe colocarse al menos una distancia de 2.0 veces el ancho de la pila a partir de cada cara, figura 2.4. Si el ángulo de ataque del flujo excede de 15 grados, debe considerarse el ancho proyectado de la pila, figura 2.5. El espesor del enrocado debe ser al menos 3 veces el D_{50} , de forma que la parte superior quede

nivelada con el lecho del río. Si el espesor resultante es mayor, que 0.25 la profundidad del agua, debe realizarse excavación previa.

Saint Anthony Falls Laboratory (SAFL) sugiere que el enrocado debe colocarse sobre filtros de geotextil o material granular si el lecho es arenoso.

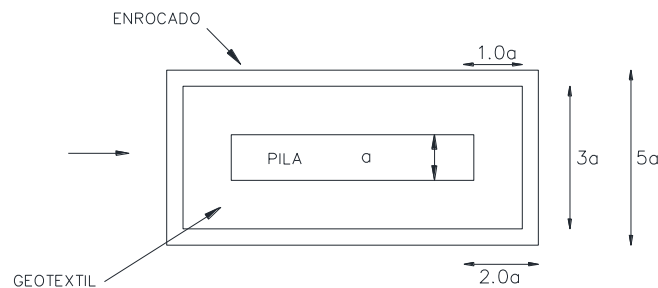


Figura.2.4 Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ($\phi=0$). SAFL, (1998)

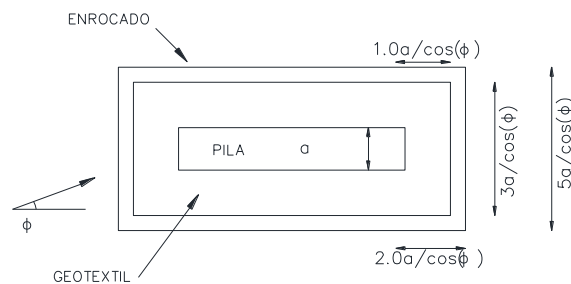


Figura 2.5 Enrocado colocado sin excavación previamente hecha ($\phi > 0$). SAFL, (1998).

2.3 PILAS AUXILIARES

H.N.C Breusers, G. Nicollet y H.W. Shen, (1997) reportan que Chabert y Engeldinger (1956) investigaron el efecto de instalar una serie de pilas pequeñas aguas arriba de la pila principal con el propósito de desviar la corriente incidente y disminuir el poder erosivo de los vórtices de herradura. En la figura 2.6 se muestra el arreglo de las pilas. No existe un método general para definir los parámetros involucrados como son: número y diámetro de pilas, espaciamiento entre ellas, ángulo de colocación y distancia a la pila. Experimentos hechos en el Saint Anthony

Falls Laboratory (Minnesota, EUA) reportan que no tienen un comportamiento favorable y que por lo tanto su uso no se recomienda.

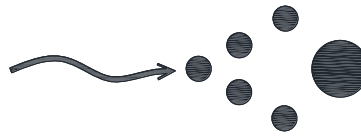


Figura 2.6. Pilas auxiliares. Breusers, H. (1997)

En la figura 2.7 se muestra el arreglo de las pantallas investigadas en la Universidad de Iowa, cuyo fin es reducir los niveles de socavación en la pila, ya sea por revestimiento del lecho en la zona próxima o por la deflexión de las líneas de corriente. Sin embargo, ensayos de laboratorio no reportan buenos resultados.



Figura 2.7. Baffles de Iowa. Guevara, A, (1998).

2.4 PANTALLAS DE AGUAS ARRIBA

Este tipo de protección fue propuesto por Levi-Luna. Consiste en colocar una pantalla vertical aguas arriba de la pila del mismo ancho que ésta tal, como se indica en la figura 2.8. La pantalla puede ser hecha de tablaestacas o pilotes en concreto o metal y su objetivo es el de impedir la formación de vórtices al pie de la pila. Los autores no han probado el funcionamiento de las pantallas cuando existe un ángulo de ataque del flujo sobre las pilas. Se considera que la reducción de la socavación en la pila cuando se está alineada con el flujo es del 70%. Las pantallas se usan como medida preventiva o correctiva.

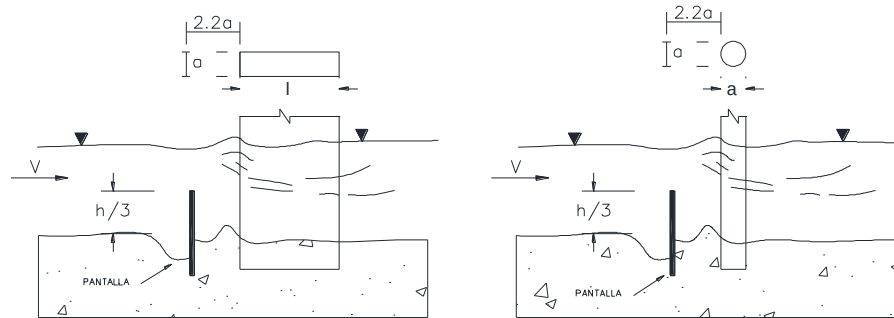


Figura 2.8 Protección de pilas con pantallas. Maza, J. A. (1987).

2.5 REVESTIMIENTO DEL LECHO CON BLOQUES

Este método consiste en cubrir el lecho del río alrededor de las pilas con bloques ya sean únicos formados por varias unidades que se colocan como un revestimiento continuo. Usualmente se colocan bloques como protección del lecho alrededor de pilas en toda la extensión de la sección transversal del cauce. Diversos materiales se usan para construir los bloques como gaviones, bolsas rellenas articuladas, concreto prefabricado o concreto fundido in situ.

El revestimiento de bloques debe extenderse aguas arriba y aguas abajo del puente para protegerlo contrala la socavación por contracción a largo plazo y local. Este tipo de protección es la más usada en Japón que se caracterizan por tener recorrido corto, lecho de grava, pendientes fuertes (1/200) y crecientes grandes y súbitas). Ver figura 2.9



a)



b) Puente Uchigawa #2. Japón

Figura 2.9 Revestimiento del lecho con bloques de protección a) Bloque único fundido in situ b) Bloque formado por varias unidades. Guevara, A. (1998).

2.6. INVESTIGACIONES SOBRE LA DISMINUCIÓN DE LOS AGENTES EROSIVOS EN LAS PILAS

Por otra parte las investigaciones que se han realizado en el área de la disminución de los agentes erosivos son bastantes; entre las cuales se mencionan las siguientes:

2.6.1 MONCADA ALIX (2007)

En la figura 2.10 se muestra la pila tipo cilíndrica con un diámetro de 7.3 utilizada por Moncada Alix (2007), en la cual realizo los experimentos para estudiar los efectos de la disminución de la socavación con collares de diámetros de 14.6 y 21.96 cm, el material de fondo es una arena de diámetro medio de $d_{50} = 1.4\text{mm}$, con diferentes profundidades de flujo. Sus resultados se muestran en las siguientes tablas 2.1 y 2.2,



Figura 2.10 Desarrollo de la socavación en la pila con el aro. Moncada A.(2007)

Tabla 2.1. Resultados del experimento de una pila con diámetro de 7.3 cm, con un collar de 14.6 cm de diámetro, donde Yd (distancia de la posición del collar, medida a partir del fondo del cauce), Yn (distancia de la profundidad de flujo de agua), Ysm (profundidad de socavación máxima) (signo menos sedimentación).
Moncada, A. (2007).

Experimento	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Yd (cm)	Yn (cm)	Ysm arriba (cm)	Ysm abajo (cm)
1	0.02555	0.35655	0	14.33	2.41	1.23
2	0.03571	0.37607	0	18.99	3.76	1.04
3	0.03167	0.40036	0	15.82	2.23	0.88
4	0.01575	0.25911	0	12.16	0.3	0
5	0.02713	0.37234	0	14.57	1.99	0.58
6	0.01616	0.27302	3	11.84	1.11	-1
7	0.0262	0.37085	3	14.13	4.55	1.35
8	0.02837	0.35601	3	15.94	7.38	3
9	0.03816	0.40209	3	18.98	6.99	2.5
10	0.3566	0.37636	3	18.95	5.82	1.45
11	0.01838	0.29471	6	12.47	2.21	-0.72
12	0.02788	0.38063	6	14.65	5.82	0.82
13	0.02973	0.3747	6	15.87	5.39	1.41
14	0.03479	0.3645	6	19.09	5.8	1.29
15	0.02207	0.32126	9	13.74	2.29	-0.21
16	0.01684	0.26645	9	12.64	1.67	-0.83
17	0.02842	0.3568	9	15.93	5.24	1.37
18	0.03527	0.36552	9	19.3	4.98	1.04
19	0.0246	0.33173	9	14.83	2.8	-0.44
20	0.02555	0.34996	9	14.6	4.54	0.59
21	0.0152	0.23697	-3	12.83	0.43	0.37
22	0.02096	0.28425	-3	14.75	2.45	-0.97
23	0.02585	0.32456	-3	15.93	3.06	-0.04
24	0.03836	0.39259	-3	19.54	2.93	1.18
25	0.1598	0.24789	-3	12.89	0.59	0.06
26	0.02203	0.2981	-6	14.78	2	-0.47
27	0.02624	0.32971	-6	15.92	3.25	-0.14
28	0.03265	0.33924	-6	19.25	4.8	1.09
29	0.03561	0.37192	-6	19.15	4.88	3.17

Tabla.2.2 Resultados del experimento de una pila con diámetro de 7.3 cm, con un anillo de 21.96 cm de diámetro, donde Yd (distancia de la posición del collar, medida a partir del fondo del cauce del canal), Yn (distancia de la profundidad de flujo de agua), Ysm (profundidad de socavación máxima) (signo menos sedimentación). Moncada, A. (2007)

Exp	Q m ³ /s	V (m/s)	Yd (cm)	Yn (cm)	Ysm arriba (cm)	Ysm abajo (cm)
1	0.0171	0.26397	0	12.96	0	0
2	0.02451	0.3317	0	14.78	0	0
3	0.02655	0.33781	0	15.72	0	0
4	0.03532	0.39224	0	18.01	0	0.92
5	0.01699	0.27099	0	12.54	1.22	-0.97
6	0.02481	0.35599	3	13.94	3.17	0.43
7	0.03527	0.37425	3	18.85	6.17	2.15
8	0.01772	0.28738	6	12.33	1.32	-0.76
9	0.02664	0.36948	6	14.42	5.51	1.42
10	0.03518	0.3584	6	19.63	5.09	1.3
11	0.01892	0.30794	9	12.29	2.52	-0.48
12	0.02642	0.37475	9	14.1	4.86	1.5
13	0.0347	0.37509	9	18.5	6.53	3.27
14	0.01448	0.22495	-3	12.87	1.03	0.51
15	0.2191	0.29483	-3	14.86	1.72	0.64
16	0.2717	0.33439	-3	16.25	2.24	0.45
17	0.032	0.329	-3	19.45	2.28	0.66
18	0.01553	0.24156	-6	12.86	0.56	0.21
19	0.02224	0.29668	-6	14.99	3.43	0.48
20	0.02598	0.326	-6	15.95	2.87	0.46
21	0.03308	0.33512	-6	19.74	4.65	1.12

Moncada Alix (2007) encontró que la posición óptima tanto para un collar de $w=14.6$ cm y 21.96 cm de ancho fue de 0 cm con respecto al lecho del cauce. Los porcentajes de reducción de socavación fueron entre 55.24% y 96.54% para el primero y del 100% para el segundo respectivamente

Moncada Alix (2007) observo que la efectividad del collar con diámetro $w=14.6$ cm comparado con el collar de $w=21.9$ cm, se obtiene que para este último es mayor, lo que muestra que el tamaño del collar influye directamente sobre la profundidad de socavación, es decir mayor tamaño del diámetro del collar, la profundidad de socavación es menor.

2.6.2 PLATA FRANCISO

Plata Francisco investigó el efecto de la reducción de la socavación local en diferentes formas de pilas, utilizando diferentes protecciones. Él encontró que ubicar las estructuras protectoras por encima del nivel del lecho de cauce resulta menos efectivo que hacerlo al nivel del mismo

La efectividad de cada una de las geometrías empleadas en los elementos protectores depende de la forma de la pila en la que se instalan al igual que de la geometría producida por efecto de la socavación. A medida que la geometría del elemento protector se parece más a la geometría producida por la socavación, dicha protección resulta ser más efectiva. En la tabla 2.3 se muestra los resultados de las pruebas realizadas por Francisco Plata, así como en la figura 2.11 se observa los diferentes tipos de protección utilizados.

Tabla 2.3 Resultados de las pruebas de laboratorio. Plata, F.

Tipo de pila	Forma usada	Yd (cm)	Variación Max %	Variación Min %
1.2	Circular	9	35.6	-2.8
1.3	Circular	4.5	51	-2.32
1.4	Circular	0	-65.67	-51.86
2.1	A	0	-73.74	-49.58
2.2	B	0	-88.72	-48.18
2.3	B	9	-25.86	-8.1
2.4	B	4.5	-41.79	-21.22
2.5	C	0	-84.02	-55.18
3.2	D	0	-92.73	-67.21
3.3	D	4.5	-26.23	-12.76
3.4	E	0	-73.23	-60.65
4.2	D	0	-58.33	-3.88
4.3	E	0	-74.1	-0.36
4.4	F	0	-79.35	-17.67
5.1	G	0	-93.35	-82
5.3	G	0	-94.18	-81.76
5.4	H	0	-91.38	-83.64

Donde:

Yd = Distancia a partir del lecho del cauce (cm), signo menos reducción de la socavación, signo más aumento de la socavación.

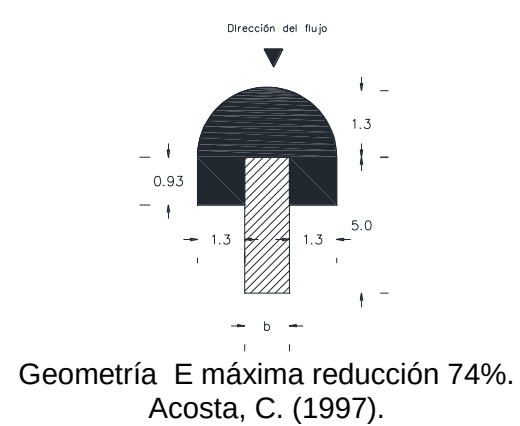
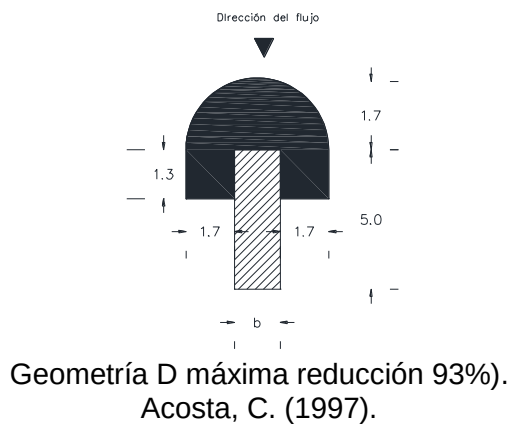
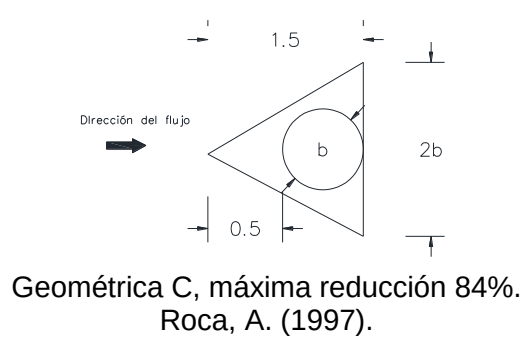
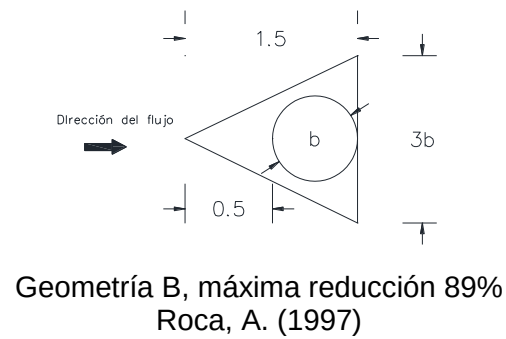
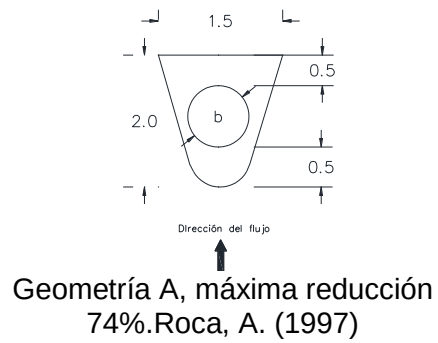
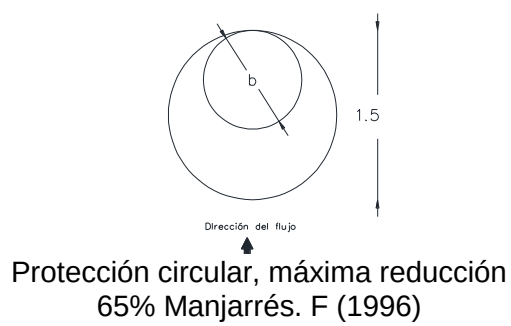
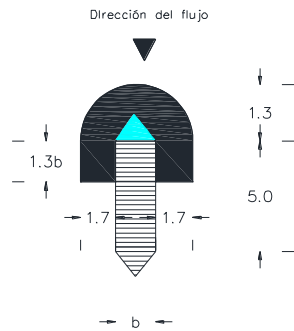
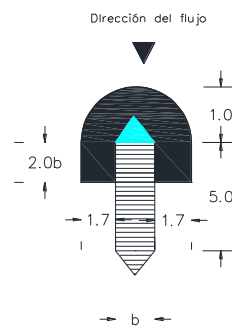


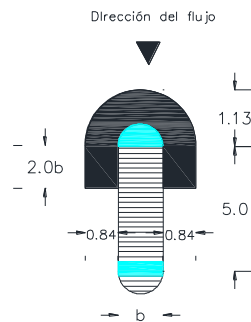
Figura 2.11 Protecciones utilizadas en los experimentos para la disminución de la socavación local. Plata, F.



Geometría F probada por Rojas (Máxima reducción 79%)



Geometría G, máxima reducción 94%). Martínez. (1998)



Geometría H, máxima reducción 91%. Martínez (1998)

Continuación de la figura 2.11

Las geometrías óptimas resultan ser la B (para forma de pila circular) y la D (para forma de pila rectangular) en las pruebas tipo 2.2 y 3.2, ver tabla 2.3 respectivamente, en donde fueron ubicadas el nivel del lecho del cauce. En el caso de las pilas con forma biselada la geometría G (pruebas 5.1 y 5.3), ver tabla 2.3

Plata Francisco concluyo lo siguiente: La efectividad de la disminución de la socavación local se ve afectada por los siguientes factores

La efectividad del elemento protector, cualquiera que sea su forma o su dimensión disminuye a medida que se incrementa la magnitud de y_d (distancia con respecto al nivel del lecho del cauce) hasta un punto en que se torna totalmente inefectivo.

A medida que las dimensiones de placa protectora aumentan, se incrementa su efectividad.

Al diseñar geometrías similares a los patrones de la geometría de la socavación, obtenidos para cada forma de pila sin protección, aumenta de manera importante la efectividad de las estructuras probadas

Los elementos protectores más efectivos para la reducción de socavación, para cada una de las formas de pila probadas fueron, pila circular; geometría B con 88%, pila rectangular; geometría D con 92%, pila biselada; geometría G con 93.35%, pila semicircular; geometría H con 94.18%.

2.6.3 SHATIRAH AKIB (2014)

Akib Shatirah investigo el efecto de usar dos medidas de protección local en pilas, la primera fue colocando collares alrededor de la pila de diferentes materiales, y la segunda fue usando una geobag (bolsa rellana de concreto triturado y cascara de palma).

Los collares que uso fueron de acero, aluminio y Perspex (metacrilato); con un espesor de 2mm, la geobag midió 25x105x61 mm, el diámetro medio de las partículas fue de 0.8mm con una desviación estándar $\sigma_g=1.29$. Las pilas fueron de concreto, una cuadrada de 80 mm y circulares de 50 mm, la profundidad de flujo relativo fue de 35 cm, la duración de las pruebas fue de 24 horas. El acomodo de las pilas se muestra en la figura 2.12

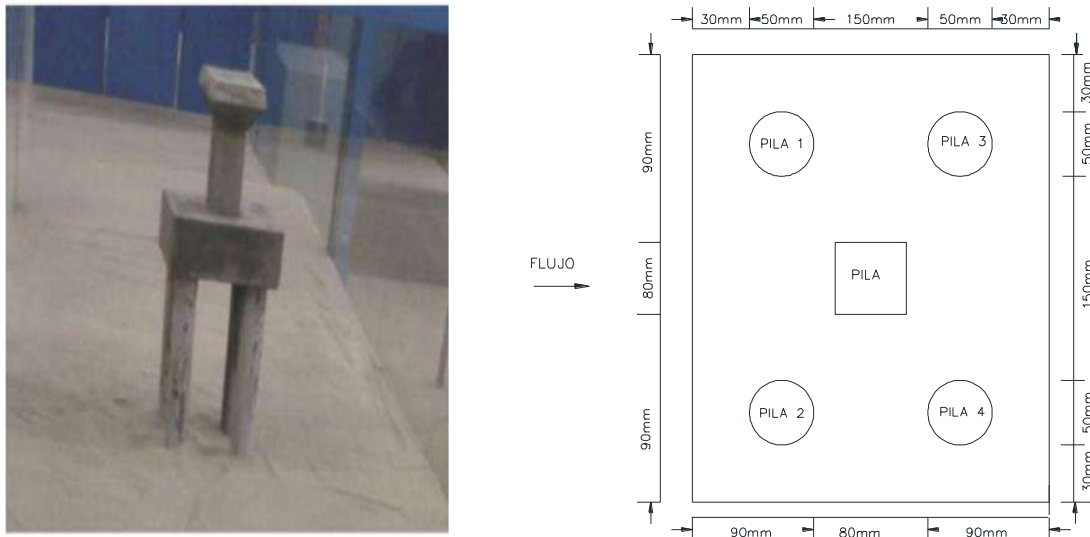


Figura.2.12 Pilas del puente del modelo del laboratorio. Shatirah, A. (2014).

Realizo diferentes experimentos, en el primer experimento se investigó el desarrollo de la socavación alrededor de la pila, después se instalaron los tres diferentes tipos de collares con un diámetro de 3 veces el diámetro de la pila y con una posición a nivel del lecho del cauce, para las pruebas dos, tres y cuatro, respectivamente. En

el último experimento, el geobag se colocó alrededor de la pila, 10 mm por debajo del lecho del cauce. En la tabla 2.4 se muestran las pruebas realizadas por Shatirah Akib

Tabla 2.4. Lista de experimentos. Shatirah, A. (2014).

Numero de prueba	Tipo de contramedidas	Profundidad de flujo, y (cm)	Velocidad de flujo, U (m/s)	Tiempo de la prueba, T (hr)
1	Ninguna	35	0.345	24
2	Collar de plexigas	35	0.345	24
3	Collar de aluminio	35	0.345	24
4	Collar de acero	35	0.345	24
5	Geobag	35	0.345	24
6	Collar de plexigas y geobag bajo el nivel del lecho inicial	35	0.345	24
7	Collar de aluminio y geobag bajo el nivel del lecho inicial	35	0.345	24
8	Collar de acero y geobag bajo el nivel del lecho inicial	35	0.345	24

La figura 2.13 muestran los resultados de la profundidad de socavación para la subestructura de pilas del puente frente al tiempo tanto para sin medida de protección como para los collares de Perspex (metacrilato), acero, aluminio y el geobag. El resultado de la pila sin protección mostro un aumento continuo de la profundidad de socavación, esto debido a que se presentó un vórtice de herradura que se desplaza de forma activa. El vórtice de herradura enfrente de las pilas causo una profundidad de socavación más profunda.

La medida de protección del collar de acero con una longitud de 150 mm y espesor de 2mm proporciono un resultado aceptable, esto es porque el collar de acero, que pesaba 146 g, era más pesado que las otras contramedidas, es decir 21 g de metacrilato y 49 g para el collar de aluminio. El peso de la medida de protección afecta el vórtice de herradura de manera que el vórtice no se puede mover de manera activa, disminuyendo de ese modo la profundidad de socavación. Por lo tanto una contramedida más pesada tendrá un efecto más significativo en la profundidad de socavación.

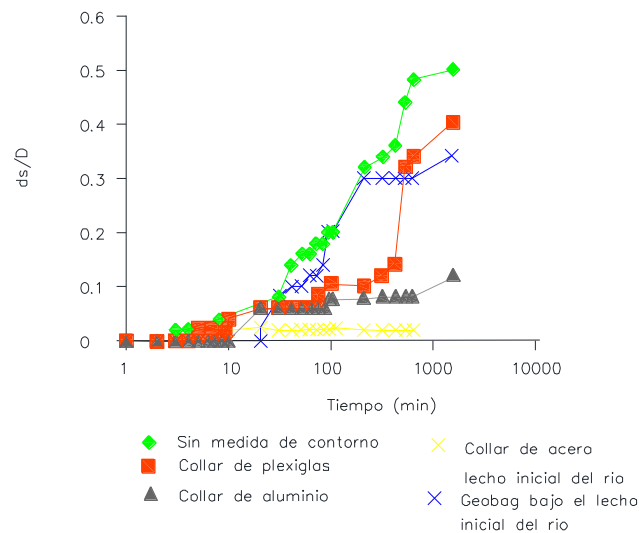


Figura 2.13 Profundidades de socavación contra el tiempo, para los siguientes escenarios: con protección y sin protección (Pila 2). Shatirah, A. (2014).

Donde:

d_s = profundidad de socavación D = diámetro de la pila

En la figura 2.14 se muestran sus resultados, de la combinación de los diferentes collares con el uso del geobag para la pila 2. Usando una combinación de geobag y los diferentes tipos de collares Shatirah Akib encontró que hay una gran diferencia entre la combinación de las medidas de protección y sin éstas. El resultado más eficaz logrado a partir de la combinación de las medidas de protección, se produjo cuando se utilizó un collar de acero y un geobag. Puesto que el acero era más pesado que los otros collares, afectó el movimiento del vórtice de herradura en la parte delantera de la pila, además la pila estaba cubierta con un geobag 10mm debajo del sedimento. Esta posición protegió la pila del efecto de la socavación. El resultado menos efectivo se obtuvo de la combinación del collar de Perspex y un geobag, aún así este resultado fue mejor comparándolo solo con el collar de Perspex.

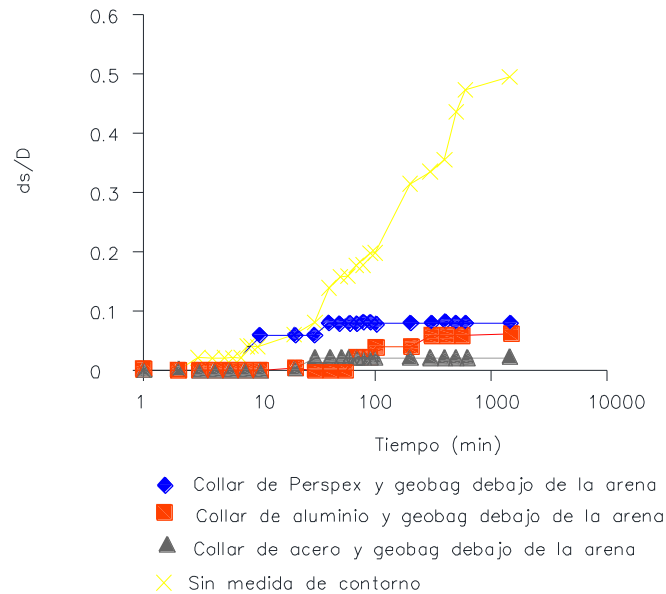


Figura 2.14 Profundidades de socavación contra el tiempo, para los siguientes escenarios: con protección y sin protección (Pila 2). Shatirah, A. (2014).

Donde:

ds = profundidad de socavación D = diámetro de la pila

La tabla 2.5 muestra sus resultados de las diferentes pruebas realizadas. El resultado más eficaz se produjo cuando se utilizaron un collar de acero y un geobag. Puesto que el acero era más pesado que los otros collares, afectó el movimiento del vórtice de herradura en la parte delantera de la pila, además, la pila está cubierta con geobag 10 mm por debajo del sedimento.

Tabla 2.5. Pruebas realizadas con su respectivo porcentaje de reducción

Numero	Tipo de contramedida	Reducción de la socavación después de 24 h (%)
1	Ninguna	
2	Collar de plexigas	20
3	Collar de aluminio	76
4	Collar de acero	96
5	Geobag	44

Continuación de la tabla 2.5

Numero	Tipo de contramedida	Reducción de la socavación después de las 24h (%).
6	Collar de plexigas y geobag bajo el nivel del lecho inicial	86
7	Collar de aluminio y geobag bajo el nivel del lecho inicial	88
8	Collar de acero y geobag bajo el nivel del lecho inicial	96

2.6.4 MUEE BEG (2008)

Muee Beg (2008) realizó experimentos en dos pilas alineadas con un diámetro de 4.15 cm, con una separación entre ellas igual a 2 veces el diámetro de la pila y sesgadas 15° , 30° y 45° con respecto al flujo. Al igual realizó pruebas en las mismas, a diferencia de la colocación de un collar entre las pilas

En la figura 2.15 se muestra la disposición de las pilas con el collar, para la realización de los estudios de Muee Ben. Las pilas tienen un collar de 2.5 veces el diámetro de la pila, y se fijó la posición del collar con respecto del lecho del cauce igual a cero.

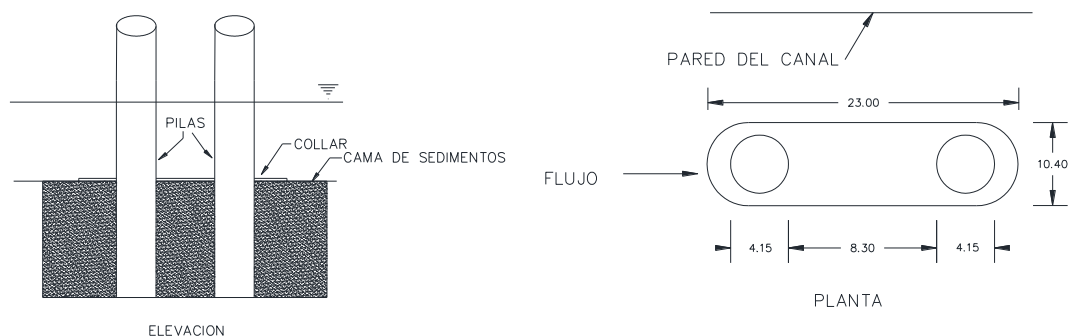


Figura 2.15 Arreglo del grupo de pilas con collar en el canal artificial. Muee, B. (2008).

El sedimento uniforme tenía un tamaño medio de 0.95 mm y una desviación estándar $\sigma=1.2$. En la figura 2.16 se muestran los resultados obtenidos por Muee Beg (2008) del ángulo de ataque contra el porcentaje de reducción de socavación

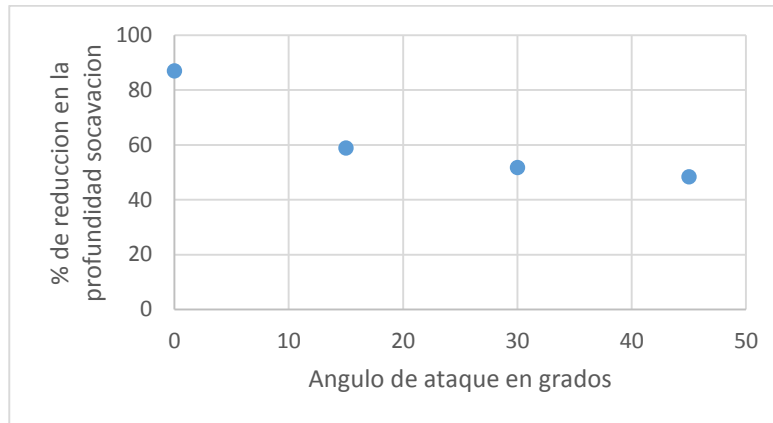


Figura 2.16 Porcentaje de reducción de la profundidad de socavación con ángulo de ataque. Muee, B. (2008).

Beg Muee (2008) encontró que la profundidad de la socavación aumenta a medida que el ángulo de ataque aumenta

2.6.5 POURZAREK ALIREZA (2014)

Pourzarek Alireza (2014) hizo una investigación para la reducción de la socavación local alrededor de la pila circular de diámetro de 7 cm y 40 cm de largo utilizando placas rectangulares que están conectadas a la cara corriente arriba de una pila cilíndrica en una misma línea. Dos de las placas estuvieron instaladas a una distancia equivalente a un diámetro de la pila y la tercera se encuentra a lo largo del eje central de la sección transversal de la pila. Como se ve en la figura 2.17, tres tipos de placas de diferentes longitudes están incrustadas en el lecho del cauce, alrededor de 8 cm y se enfrentaron con la corriente por encima del sustrato alrededor de 4 cm.

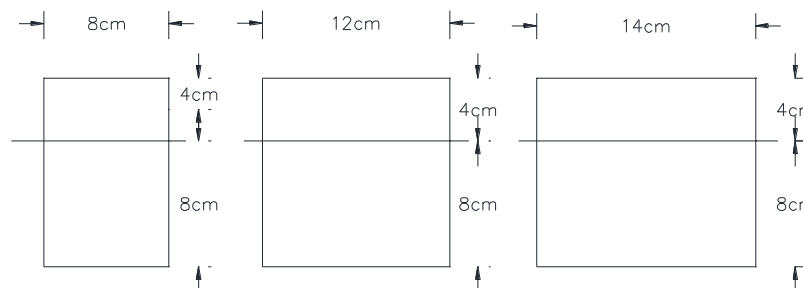


Figura 2.17 Geometría de las placas instaladas en una pila circular de 7 cm de diámetro. Pourzarek, A. (2014).

Su principal experimento fue desarrollado para investigar el patrón de flujo alrededor de la pila con placas de protección dispuestas como se ve en la figura 2.18



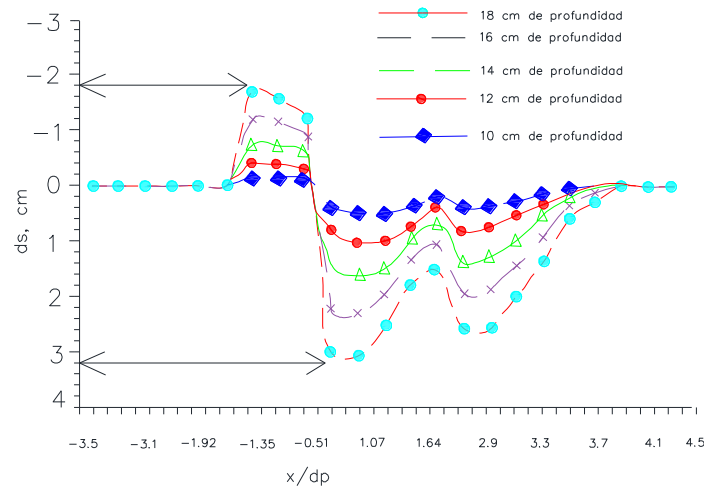
Figura 2.18 Configuración de las placas. Pourzarek, A. (2014).

Los estudios los dividió en tres etapas, en la primera fase de los experimentos, se obtuvo la geometría de la socavación alrededor de la pila sin ninguna contramedida. En la segunda fase de los experimentos, dos placas de 8 cm de largo se instalaron en paralelo a la dirección del flujo y la placa de 12 cm se utilizó a lo largo del eje de la línea central. Finalmente, en la tercera fase del experimento, las placas de pared lateral se sustituyeron por 14 cm de largo, las pruebas duraron 180 minutos. El $d_{50}=0.72\text{mm}$, con una desviación estándar de $\sigma_g=1.2$. En la tabla 2.6 se enlistan las pruebas realizadas por Pourzarek Alireza (2014).

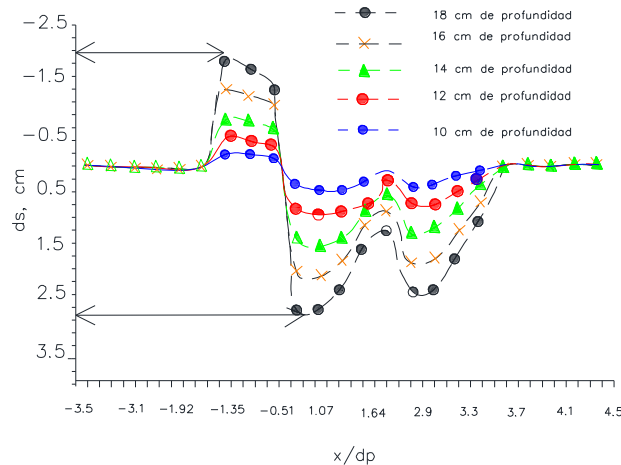
Tabla. 2.6 Lista de pruebas. Pourzarek, A. (2014).

Número de prueba	Condición de la pila	Placas laterales	Placas central	Tiempo (min)	Gasto (l/s)
1	Sin protección			180	40
2	Sin protección			180	53
3	Sin protección			180	66
4	Sin protección			180	80
5	Sin protección			180	92
6	Con protección	8x12	12x12	180	40
7	Con protección	8x12	12x12	180	53
8	Con protección	8x12	12x12	180	66
9	Con protección	8x12	12x12	180	80
10	Con protección	8x12	12x12	180	92
11	Con protección	14x12	12x12	180	40
12	Con protección	14x12	12x12	180	53
13	Con protección	14x12	12x12	180	66
14	Con protección	14x12	12x12	180	80
15	Con protección	14x12	12x12	180	92

En la figura 2.19 se muestran sus resultados de la disminución de la profundidad de socavacion usando las placas laterales de 8 y 14 cm. .Al aumentar la profundidad de flujo, la máxima profundidad de socavación se produce en el entorno de la nariz la pila. Como se observa en la figura 2.19a, la socavación es mayor para un flujo de 18 cm que para uno de 10 cm



a) 8 cm de longitud de las placas



b) 14 cm de longitud de las placas

Figura 2.19 Profundidad de socavacion en placas a) 8 cm, b) 14 cm. Pourzarek, A. (2014).

Donde

x =distancia simetrica de la pila d_p =Diametro de la pila d_s =Profundidad de socavacion.

Comparando los resultados de la pila sin protección figura 2.20 y con protección figura 2.19, la socavación se reduce significativamente. Al igual que mediante el aumento de las longitudes de las placas laterales de 8 a 14 cm, el tamaño de la socavación en la parte frontal de la pila se reduce, ver figura 2.19 a y 2.19 b respectivamente.

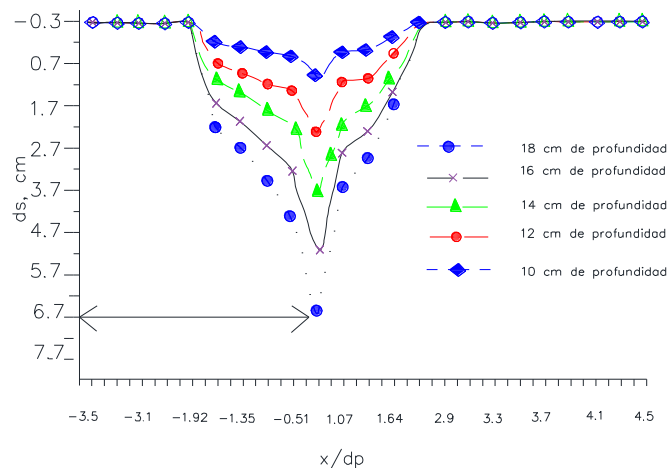


Figura 2.20 Profundidades de socavación para la pila sin protección. Pourzarek, A. (2014).

Donde:

x =distancia simétrica de la pila dp =Diámetro de la pila ds =Profundidad de socavación.

Pourzarek Alireza (2014) encontró que las placas confinan el sedimento y actúan como barriles laterales aumentando la estabilidad de las partículas contra el movimiento incipiente y se comportan como materiales de blindaje.

2.6.6 MASJEDI ALIRAZA (2010)

Aliraza Masjedi (2010) realizó experimentos para disminuir el efecto de la socavación local en una pila con diámetro 60 mm fabricados a partir de cloruro de polivinilo se utilizó (PVC). Los collares estaban hechos de plexiglás (metacrilato) con un espesor de 5 mm. La figura 2.21 muestra una ilustración esquemática de una pila provista de un collar cuadrado. Se utilizaron cuatro anchuras de diámetro

diferentes de $1,5D$, $2D$, $2,5D$ y $3D$ (en la que D es el diámetro de la pila), el collar se colocó en el nivel del lecho del cauce, $0,1D$, $0,5D$ y $1D$ por debajo del lecho de cauce

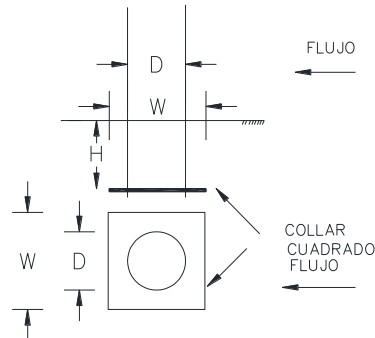


Figura 2.21 Pila circular equipada con un collar cuadrado. Masjedi, A. (2010).

Los experimentos realizados tuvieron una duración de 24 horas. El primer experimento lo realizó en una pila sin collar con un número de Froude de 0.41 con una posición de 60 grados respecto al flujo. Como se observa en la figura 2.22 aproximadamente el 92% de la socavación se produce durante las primeras 4 horas, por lo tanto las pruebas restantes se realizaron con una duración de 4 horas

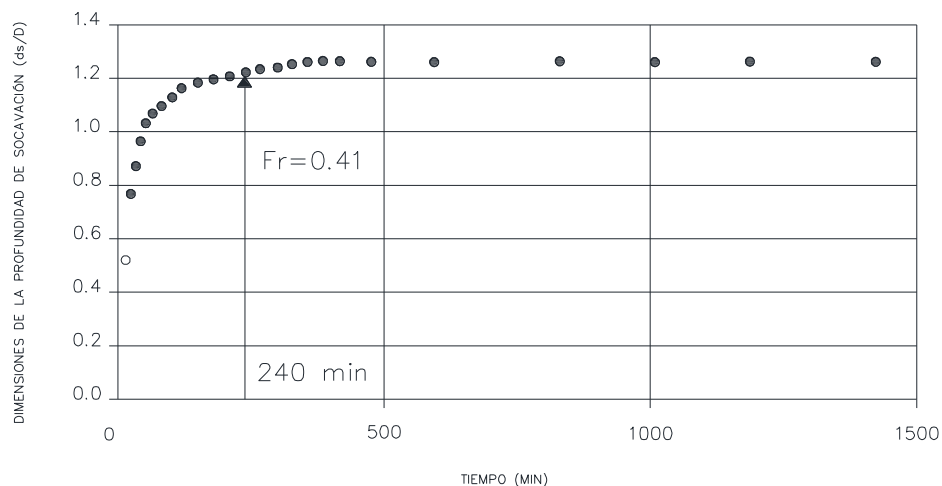


Figura 2.22 Tiempo de equilibrio en la posición de 60 con respecto al flujo para una pila sin collar. Masjedi, A. (2010).

Donde:

D = Diámetro de la pila d_s = Profundidad de socavación,

La figura 2.23 muestra la evolución en el tiempo los resultados que obtuvo para cuatro collares con diferentes diámetros $W = 1,5 D$, $2D$, $2.5D$ y $3D$; todos a nivel de superficie del lecho de cauce. Al aumentar el tamaño de un collar de la placa la socavación disminuye. Los collares con diámetro $W / D = 3$ dieron una reducción máxima de la profundidad de socavación.

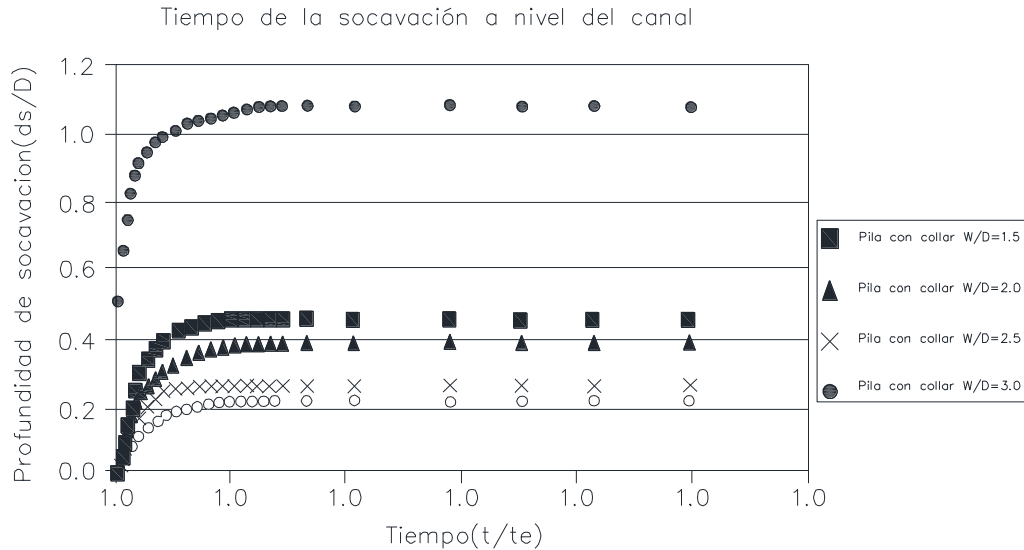


Figura 2.23 Máxima profundidad de socavación para diferentes tamaños de collares.
Masjedi, A. (2010).

Donde:

D = Diámetro de la pila d_s = Profundidad de socavación, t = tiempo, t_e = tiempo de equilibrio

Masjedi Aliraza (2010) tabuló los resultados realizados a pruebas con anchos de collar $W = 1,5 D$, $2D$, $2.5D$ y $3D$ y elevaciones a nivel del lecho de cauce, de $0,1D$, $0,5D$ y $0,1D$ por debajo del lecho del río. La tabla 2.7 muestra que para los collares de diámetro $W=3D$ cuando se colocan a $0,1D$ debajo del nivel de la cama del canal se presenta una reducción del 96% de la profundidad de socavación comparándola sin protección.

Tabla 2.7 Porcentaje de reducción de la profundidad de socavación. Masjedi, A. (2010).

Elevaciones y tamaño del collar	Nivel de lecho	H/D=0.1	H/D=0.5	H/D=1.0
Collar cuadrado con W/D=1.5	53	71	51	36
Collar cuadrado con W/D=2.0	62	78	59	43
Collar cuadrado con W/D=2.5	73	90	61	44
Collar cuadrado con W/D=3	80	96	73	52

Donde:

w = Ancho del collar D = Diámetro de la pila H = Elevación del collar a partir del nivel del lecho del canal

2.6.7 MOHAMMADNEZHAD AMIRREZA (2014)

Mohammadnezhad Amirreza (2014) estudio el efecto de un collar para controlar la socavación alrededor de una pila. Utilizo pilas con un diámetro de 21,30 y 40 mm, con collares de diámetro iguales al doble del diámetro de la pila y se probó los collares a nivel del lecho de cauce. La figura 2.24 muestra el acomodo del collar en la superficie del lecho del rio.

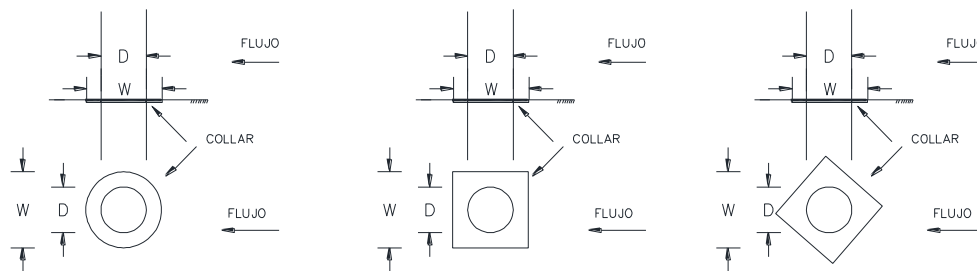
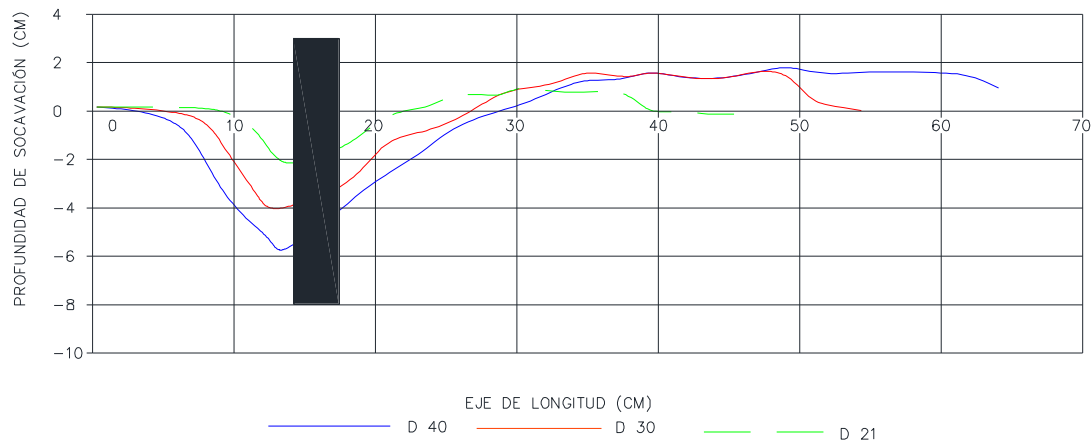


Figura 2.24 Modelo base cilíndrica y collares con medida de $W=2D$. Mohammadnezhad, A. (2014).

El diámetro medio fue $d_{50} = 1.8\text{mm}$ y con una desviación estándar $\sigma_g = 1.3$, los gastos fueron de 9.95, 10, 10.5, 11 l/s. En la figura 2.25 se muestran sus resultados obtenidos por de las pruebas realizadas a las pilas de diferentes diámetros, carentes de collar, con el máximo número de Froude 0.37



Su primer experimento, fue la colocación del collar cuadrado. La figura 2.26, indica la profundidad de socavación para pilas de diferentes diámetros con collares cuadrados. Mientras que la pila con un diámetro de 40 mm con un numero de Froude=0.37, $Q=11$ l/s, el porcentaje de socavación se redujo un 70% y el porcentaje del volumen socavado se redujo un 82%. En adición la figura 2.27 muestra una vista de la socavación alrededor de la pila con el collar cuadrado.

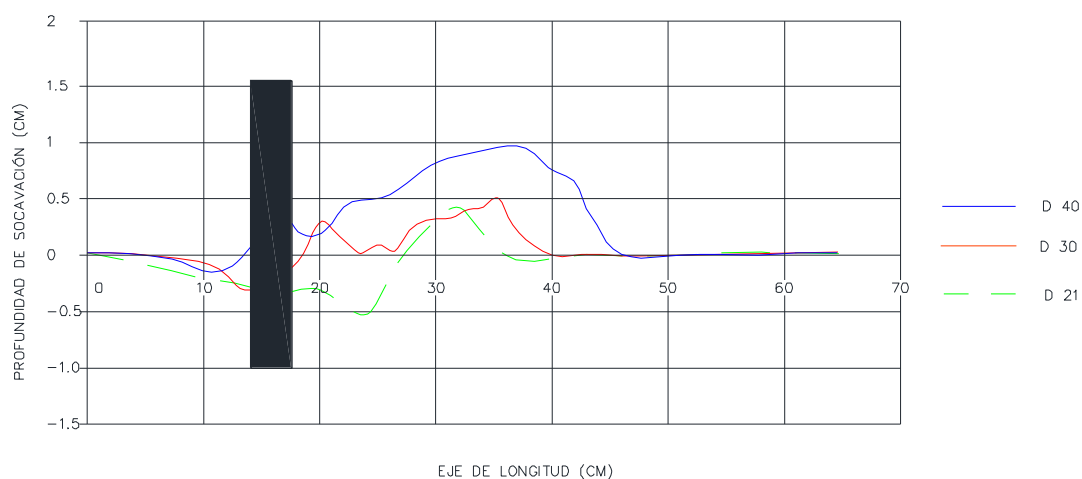




Figura 2.27 Socavación alrededor de la pila con collar cuadrado. Mohammadnezhad, A. (2014).

El segundo experimento que realizo fue colocar collares circulares. En la figura 2.28 se muestran los perfiles de los resultados para las tres pilas de diferente diámetro, con el collar circular. En la pila con collar de 40 mm de diámetro, número de Froude=0.37, $Q=11$ l/s el porcentaje de disminución de socavación fue de 65%. En la figura 2.29 se puede observar lo que paso debajo del collar circular

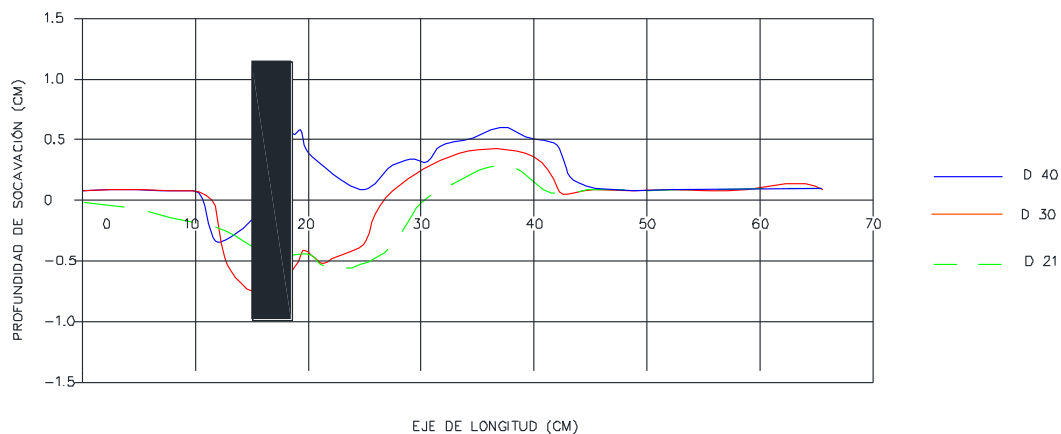


Figura 2.28 Perfil de la profundidad de socavación, utilizando collar circular. Mohammadnezhad, A. (2014).



Figura 2.29 Socavación alrededor de la pila con collar circular. Mohammadnezhad, A. (2014).

Finalmente colocó el collar romboidal. La profundidad de socavación en diferentes pilas con collar romboidal se muestra en la figura 2.30. En la pila con diámetro de 40 mm y número de Froude=0.37, $Q=11\text{l/s}$, la máxima profundidad de socavación fue de 1.35 cm mientras que para las pilas sin collar fue de 5.7 cm, esto significa que la socavación disminuyó usando collar trapezoidal. Por otra parte el porcentaje de reducción de la socavación fue de 76% mientras que la reducción en el volumen socavado fue de 86.5%. En la figura 2.31 se muestra lo ocurrido en la pila con el collar romboidal.

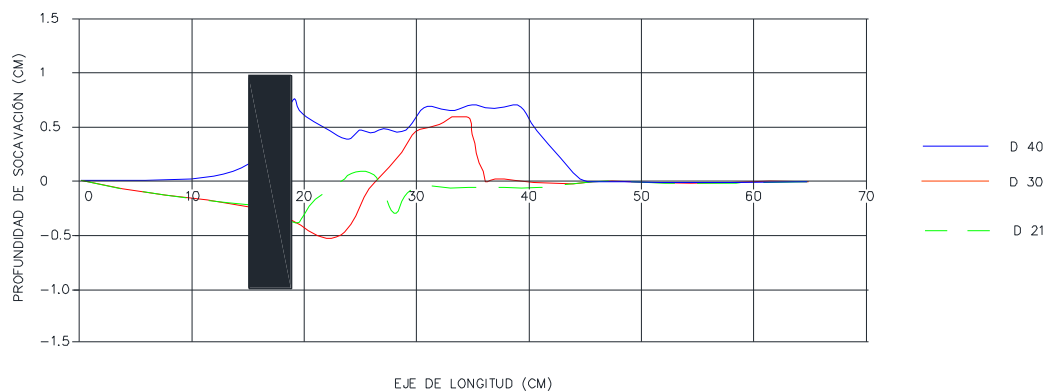


Figura 2.30 Perfil de a profundidad de socavación, utilizando collar romboidal. Mohammadnezhad, A. (2014).

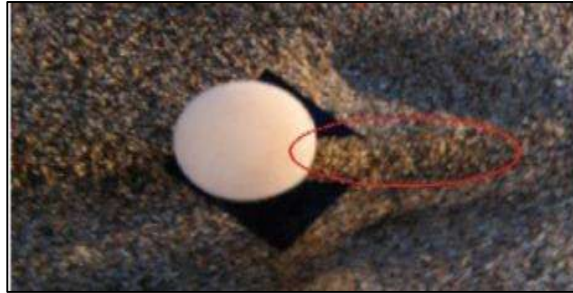


Figura 2.31 Perfil de la profundidad de socavación, utilizando un collar romboidal.
Mohammadnezhad, A. (2014).

En la tabla 2.8 se muestran los resultados para diferentes collares así como descargas. Se observa que la disminución de la socavación es mayor en collares romboidales que en circulares y cuadrados.

Tabla 2.8 Cantidad de disminución en la profundidad de socavación con diferentes números de Froude. Mohammadnezhad, A. (2014).

Reducción de la profundidad de socavación	Fr					
	Collar	0.3	0.32	0.33	0.35	0.37
D=40 mm	Circulo	91%	79%	82%	79%	65%
	Cuadrado	74.50%	82.50%	71%	70%	70%
	Rombo	63%	82.50%	67%	70%	76%
D=30 mm	Circulo	89%	75%	89%	75%	57%
	Cuadrado	100%	67.80%	70%	81%	73%
	Rombo	93%	78.40%	75.4%	86.7%	76.7%
D=21 mm	Circulo	100%	100%	100%	78.7%	50%
	Cuadrado	100%		100%		70%
	Rombo	100%		87%		79%

La variedad del porcentaje del volumen socavado en diferentes pilas con collares se indica en la tabla 2.9. En pilas con diámetro de 40 mm y máximo número de Froude, la disminución del volumen socavado es mayor para collares romboidales, que para cuellos circulares y cuadrados

Tabla 2.9 Cantidad de disminución de volumen socavado con diferentes números de Froude. Mohammadnezhad, A. (2014).

Reducción del volumen de socavación en porcentaje	Fr					
	Collar	0.3	0.32	0.33	0.35	0.37
D=40 mm	Circulo	95%	91%	94.5%	91%	86%
	Cuadrado	81%	91.0%	77%	82%	82%
	Rombo	89%	92.0%	84%	85%	87%
D=30 mm	Circulo	91.5%	84%	89.3%	88.3%	78%
	Cuadrado	100%	78.00%	73%	82%	86.7%
	Rombo	78.4%	73.50%	83.0%	91%	80%
D=21 mm	Circulo	100%	100%	100%	76%	35%
	Cuadrado	100%		100%		40%
	Rombo	100%		73%		65%

2.6.8 JAHANGIRZADEH AFSHIN (2013)

Jahangirzadeh Afshin (2013) estudio el efecto de la disminución de la socavación local en pilas usando collares rectangulares y circulares en una pila circular. EL diámetro de la pila fue de 3 cm, la pila fue hecha de Plexiglas (metacrilato). Los tamaños de los collares fueron 4 diferentes, es decir $W/D=2.0, 2.5, 3$ y 3.5 donde D es el diámetro de la pila, y W es el ancho del collar rectangular o el diámetro del collar circular, las collares tuvieron un espesor de 0.8 mm, las alturas de los collares fueron 2, $Z/D=-0.5$ y 0, donde Z es la distancia del collar a la superficie del lecho del cauce, el sedimento del material fue de $d_{50}=1.4$, desviación estándar $\sigma_g = 1.37$, peso específico $S_s=2.65$, los experimentos tuvieron una duración de 72 horas

Las primeras pruebas que realizo fueron en pilas con collares circulares. Como se observa en la figura 2.32, los collares que se colocaron bajo el lecho del canal, dan como resultado una mayor disminución de la profundidad de socavación. Jahangirzadeh Afshin (2013) sugiere que una proporción de $W/D=3.5$ es el tamaño más efectivo para collares circulares en términos de reducción de socavación

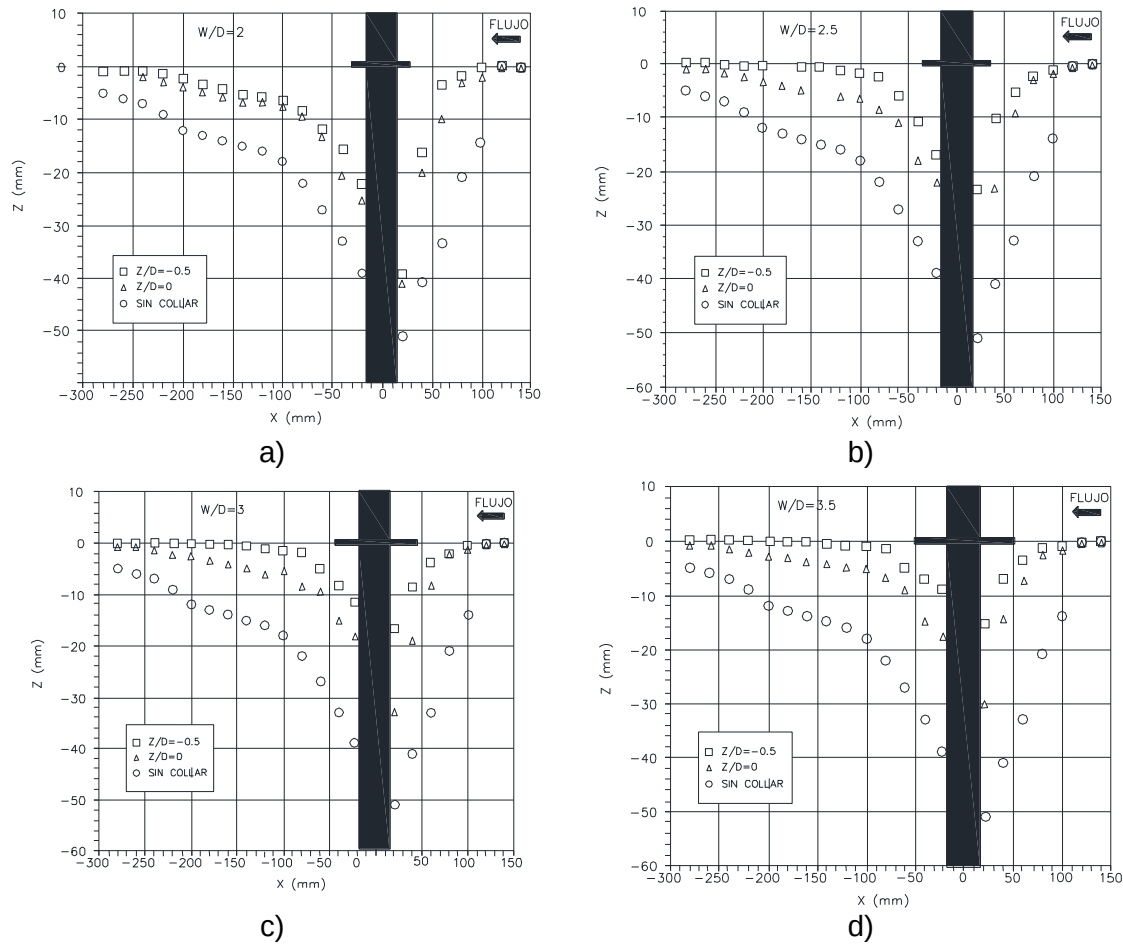


Figura 2.32 Perfiles longitudinales de los cambios de la cama alrededor de la pila del puente con collares circulares: a) $W/D=2$, b) $W/D=2.5$, c) $W/D=3$, d) $W/D=3.5$.

Jahangirzadeh, A (2013)

Las siguientes pruebas las realizo con collares rectangulares En la figura 2.33 se muestran los resultados que obtuvo para los collares rectangulares con diferentes dimensiones y posiciones Se observa que tanto las dimensiones del collar y de la posición en la que se coloca el collar que afecta a la profundidad de socavación, los collares con dimensiones relativas de $W/D=3-3.5$ tienen un rendimiento más eficaz en términos de reducción de la profundidad de socavación. Además, la colocación del collar bajo el lecho del cauce ($Z/D=-0.5$) disminuye la profundidad de socavación más que la colocación del collar al nivel del lecho del cauce. La profundidad de la socavación se redujo en un 78% utilizando un collar debajo del lecho del cauce ($Z/D=-0.5$) con $W/D=3.5$.

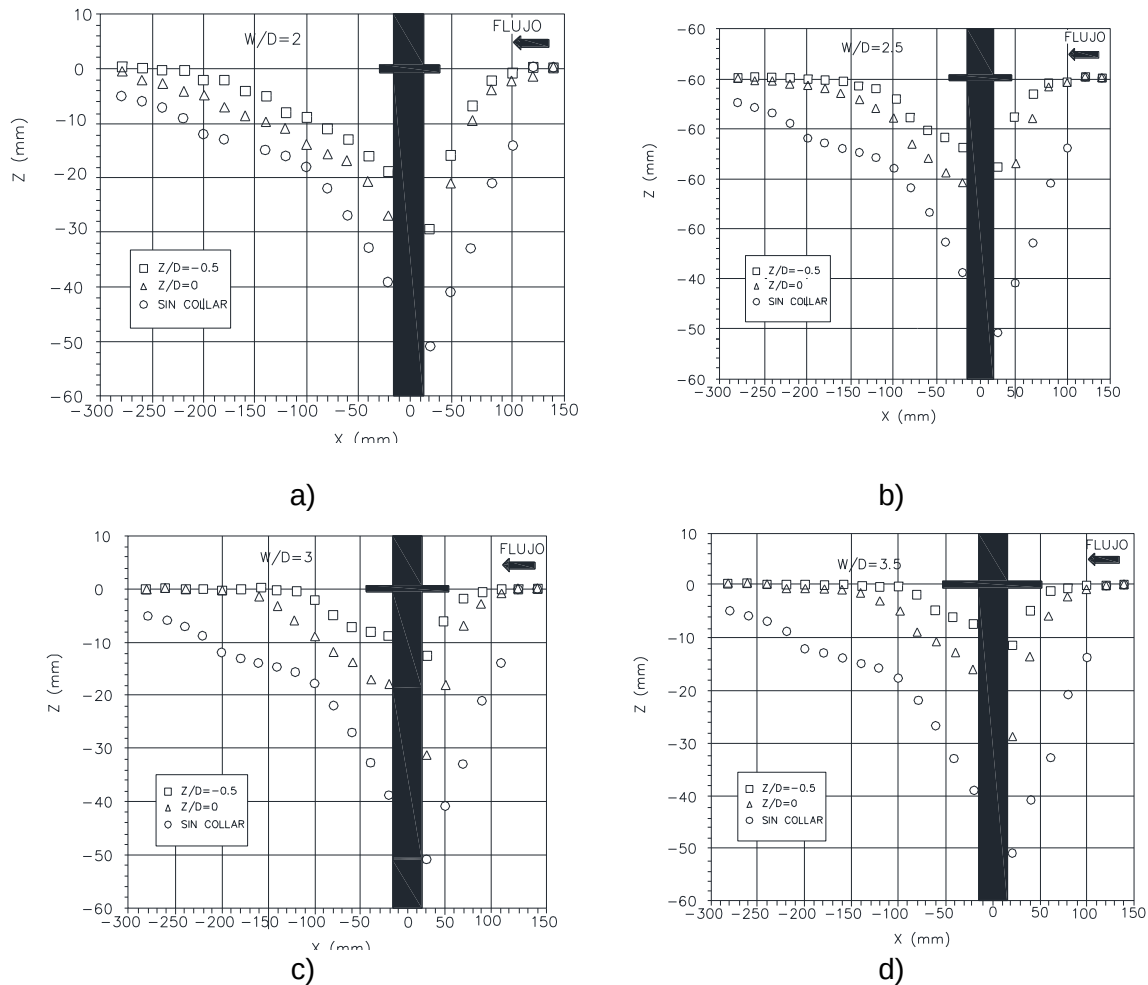


Figura 2.33 Perfiles longitudinales de los cambios del lecho del río alrededor de la pila del puente con collar rectangular: a) $W/D=2$, b) $W/D=2.5$ c) $W/D=3$, d) $W/D=3.5$ (escala 1:5). Jahangirzadeh, A (2013).

Jahangirzadeh Afshin (2013) encontró que el collar rectangular resultó ser más efectivo en la reducción de la profundidad de socavación en comparación con el collar circular debido a la existencia de bordes afilados inherentes a su forma. La disminución máxima en la profundidad de socavación cuando se utilizó un collar rectangular fue del 79%, mientras que fue 71% cuando se utilizó un collar circular. Los collares rectangulares son mejores que los collares circulares debido al hecho de que la superficie mayor del collar rectangular del mismo diámetro proporciona una mejor cobertura y protección. Además, sus esquinas proporcionan una cobertura más grande para evitar el flujo hacia abajo.

2.6.9 VAGHEFI MOHAMMAD (2015)

Jahangirzadeh Afshin (2013) realizó la aplicación de collares en pilas para la prevención de la socavación local. La investigación se basó en el análisis numérico por Ansys CFX versión 12, la geometría y la malla del modelo fueron generadas por los componentes de ANSYS Workbench

Reprodujo la pila en un canal, con una sección de 2m aguas abajo de la pila y de 1m aguas arriba de esta, y un ancho de 0.6 m, con 1 m de altura, observar la figura 2.34.

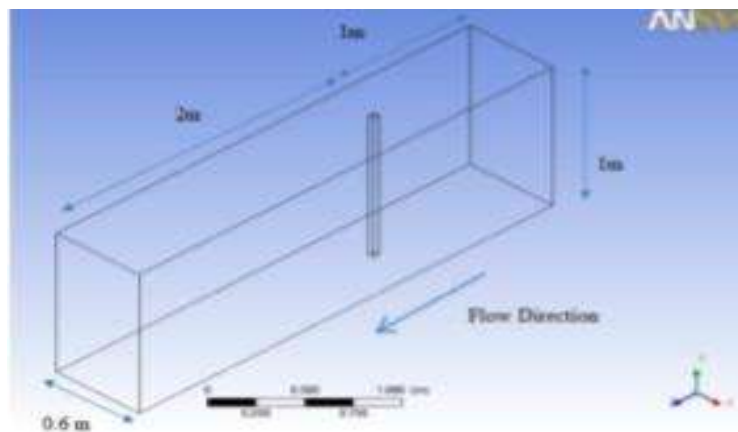


Figura 2.34 Geometría del elemento simulado. Jahangirzadeh, A. (2013)

Las secciones que modelo fueron cuadrada, circular y romboide con y sin collar. EL número de Froude fue de 0.2 para todos los modelos. El flujo alrededor de la sección romboidal ejerció menos esfuerzo de corte en la cama del canal que otras secciones ordinarias, ver figura 2.35.

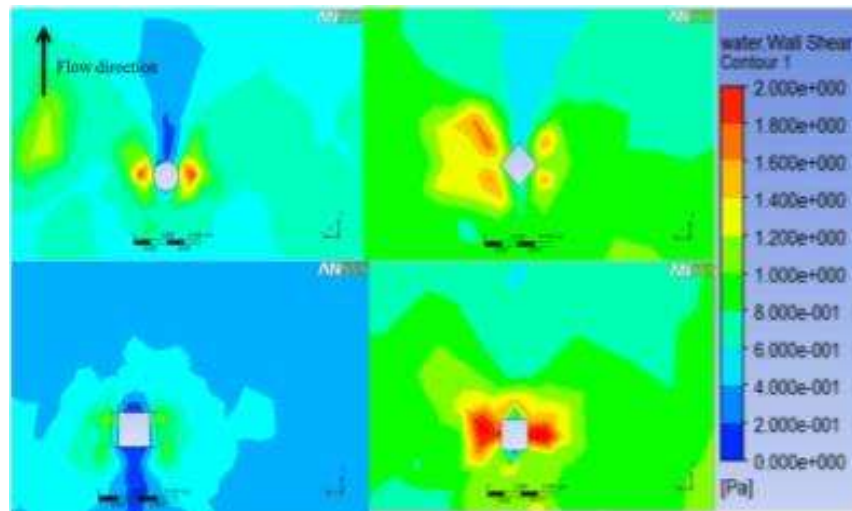


Figura 2.35 Contorno de esfuerzo alrededor de la pila con la misma condición de flujo. Jahangirzadeh, A. (2013).

En la figura 2.36 se observa que los vórtices de estela son más fuertes en los lados laterales y detrás de la pila romboidal en comparación con la cuadrada.

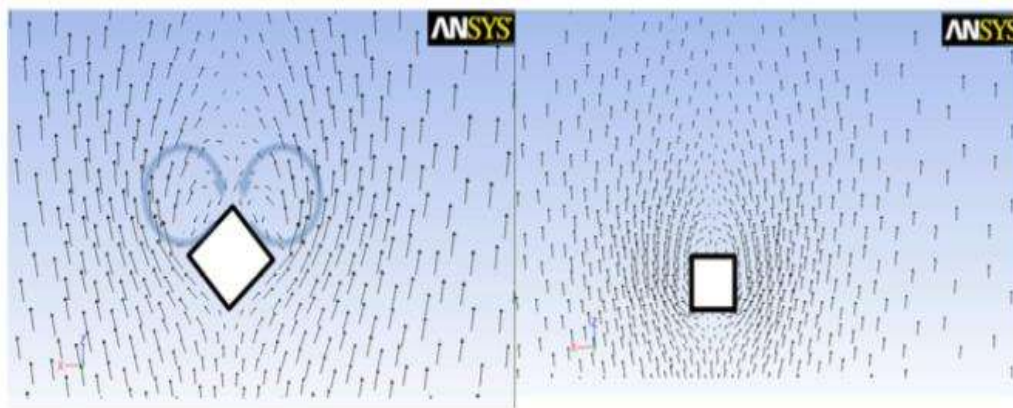


Figura.2.36 Planta del vector de velocidad en el fondo alrededor de la sección romboidal y cuadrada. Jahangirzadeh, A. (2013).

Vaghefi Mohammad (2015) realizó pruebas en pilas cuadradas con collares, donde encontró que el collar bloquea los esfuerzos cortantes aguas abajo de la pila (figura 2.37); al igual observo que cuando la pila cuadrada no cuenta con collar de protección los esfuerzos cortantes en la parte lateral de la pila disminuye (figura 2.37).

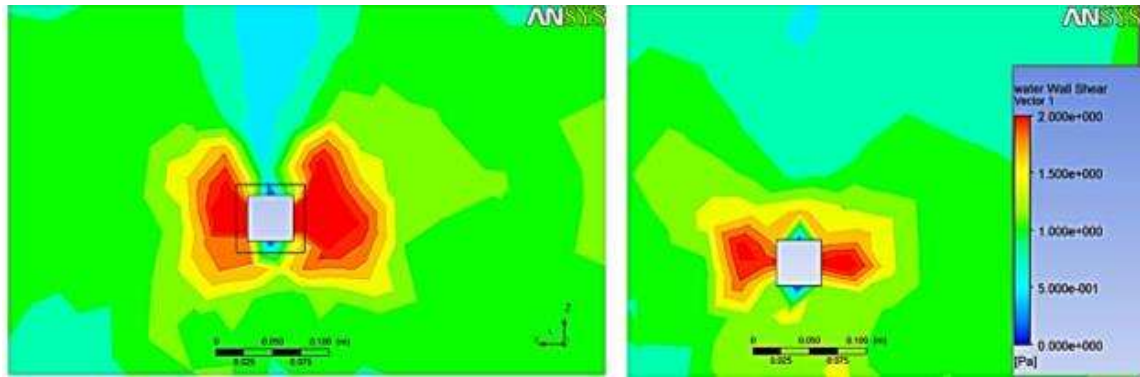


Figura 2.37 Esfuerzo cortante (Izquierda: Pila cuadrada con collar, Derecha: pila cuadrada sin collar). Jahangirzadeh, A. (2013).

Vaghefi Mohammad (2015) sugiere una forma de cuello (figura 2.38), donde está bloquea el flujo de aguas abajo, debido a que los vórtices de estela son más débiles y a la forma hacia arriba del anillo, dan como resultado un esfuerzo de corte menor en la superficie del canal figura (2.39).

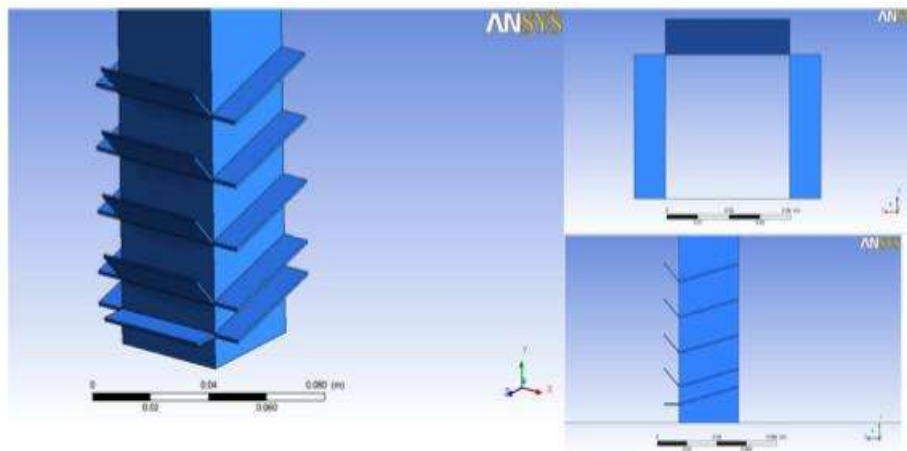


Figura 2.38 Sugerencia de collar en diferentes vistas. Jahangirzadeh, A. (2013).

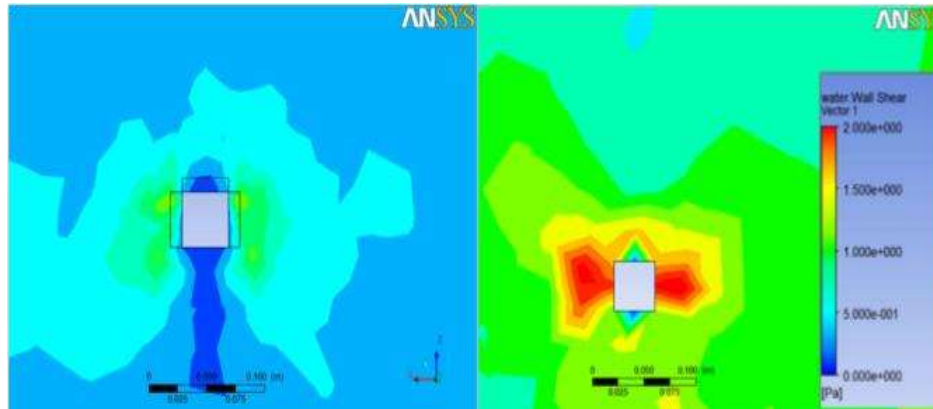


Figura 2.39 Contorno de esfuerzos alrededor del lecho del río. (A la izquierda sugiere la forma del collar, a la derecha sin collar). Jahangirzadeh, A. (2013).

Vaghefi Mohammad (2015) concluye lo siguiente: El cuadrado tiene tanto problema de vórtices fuertes e intenso esfuerzo cortante alrededor de la pila. El círculo tiene un menor número de vórtices, pero el esfuerzo de corte intenso alrededor de ella. El Romboide tiene el menor esfuerzo de corte alrededor pero vórtices fuertes sucede en parte trasera. EL cuadrado con protección, debido a su geometría y forma inclinada tiene menos esfuerzo de corte, que se ejerce sobre la superficie del lecho del río. Un diseño adecuado de pila no se puede lograr sin la optimización de los efectos relacionados con las condiciones de la pila.

2.6.10 ESMAEILI TAYMAZ (2015)

Esmaeili Taymaz (2015) realizó experimentos numéricos en una pila circular $D=6$ cm, con una ranura para analizar el efecto de la socavación local en pilas. La pila que modelo tenía una ranura de 3 cm, con 0, 10, 20 y 30 grados de inclinación. La única diferencia fue la variación de la inclinación de la ranura.

En la figura 2.40, se observan sus resultados y la inclinación de la pila, donde simuló el agua. Él observó que al ir aumentando la inclinación de la ranura en la dirección del flujo, el vórtice de herradura y los resultantes cambios del lecho del río en la zona de la pila tienden a ampliarse aún más a lo largo de la dirección de la ranura.

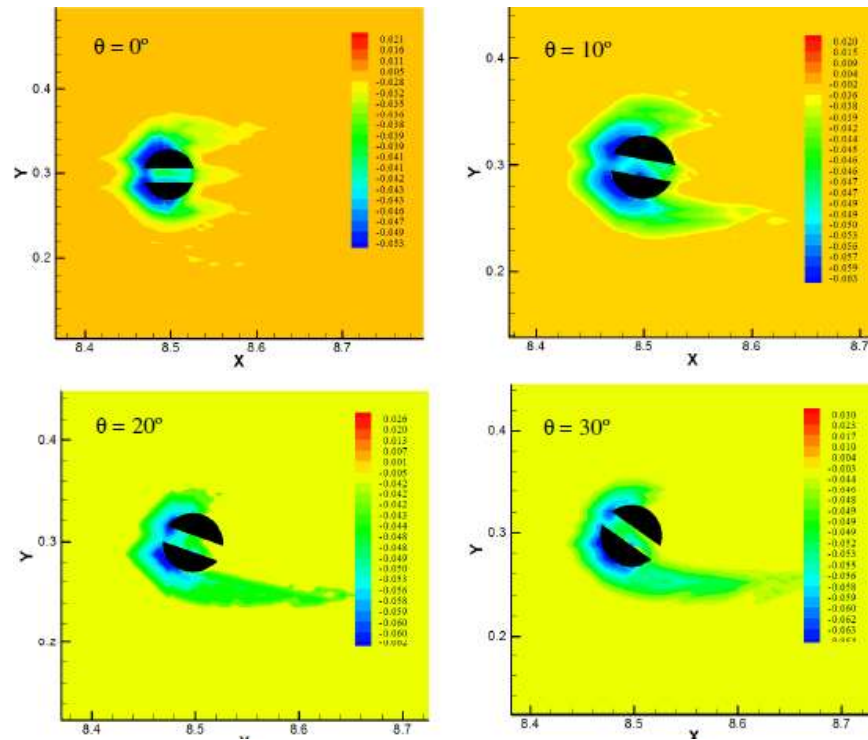


Figura.2.40 Cambios en el lecho del canal en las proximidades de la pila con diferentes grados de la ranura. Esmaili, T.(2015)

Observo que cuando el ángulo de enfoque de flujo con la ranura era igual a cero la profundidad de la socavación local se puede reducir hasta en un 30% en comparación con una pila sin ranura

2.6.11 ABDELAZIM M. NEGM (2009)

Abdelazim M. Negm (2009) realizó experimentos en una pila rectangular con collares trapeciales, circulares, rectangulares y triangulares, donde los collares tenían un ancho igual 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0 veces el ancho de la pila. Los experimentos los realizó utilizando un número de Froude que va desde 0.1888 hasta 0.532. La pila tenía dimensiones de 40 cm de largo por 3 cm de ancho. Las pruebas las realizó para diferentes collares (triangulares, trapezoidales, circulares, rectangulares) con valor de $Bo=3.5$ y $Fr=0.54$;

Donde Ft =Numero de Froude

Donde $Bo=B/b$ Donde B =Ancho del collar; b =ancho de la pila

Encontró las siguientes reducciones de socavación, el collar rectangular resulto el mejor ($DS=1.4$ cm) en comparación con los circulares ($DS=1.6$ cm), trapezoidales ($DS=1.8$ cm), triangulares ($DS=2.0$) y sin cuello ($DS=3.65$), donde DS = profundidad de socavación. En la figura 2.41 se muestran los perfiles para las pruebas

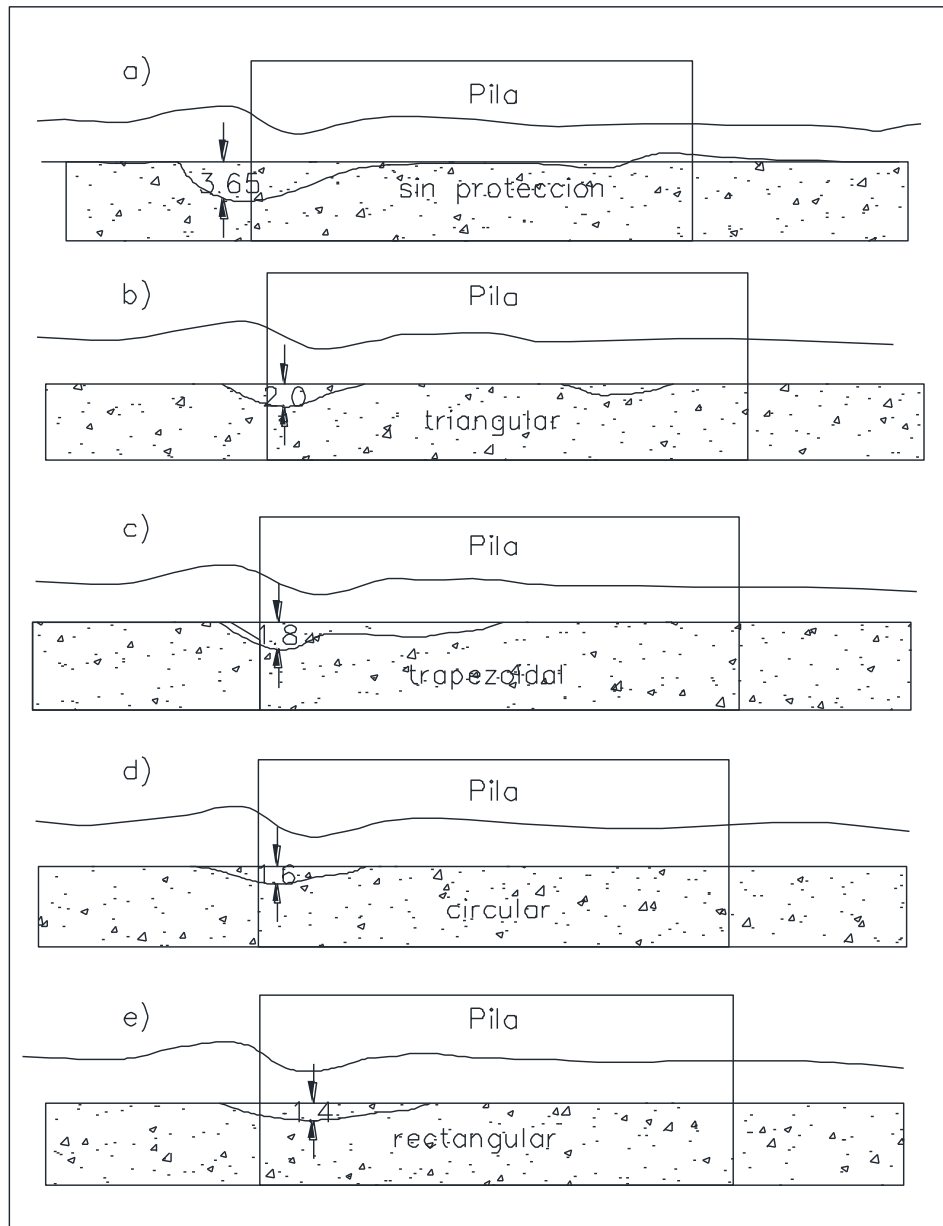


Figura 2.41 La superficie del agua y la profundidad de los perfiles en el caso de $Bo=3.5$ y $Fr=0.54$ para a) Sin collar, b) Collar triangular c) Collar trapezoidal d) Collar circular e) Collar rectangular. Abdelazim M. Negm (2009)

Abdelazim M. Negm (2009) tabuló los resultados de la reducción media de la profundidad máxima relativa de socavación, para cada anchura relativa de collar, para un rango de la gama del número de Froude. En la tabla 2.10 se muestran los resultados.

Tabla 2.10 Porcentajes de reducción de ds/yt para diferentes formas de collar y diferentes Bo . Abdelazim M. Negm (2009)

Forma del collar	Porcentaje de reducción de ds/yt para diferentes Bo							
	$Bo=1.5$	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Triangular	22	22	56	63	77	82	82	84
Circular	32	48	61	69	83	85	85	87
Trapezoidal	29	43	58	68	80	83	83	86
Rectangular	40	55	65	70	84	87	87	90

De donde:

ds =profundidad de socavación

yt = profundidad de agua

$Bo=B/b$

Abdelazim M. Negm (2009) observo que el collar triangular es el peor para la reducción de la socavación. El collar rectangular tiene un área de protección más amplio sobre el lecho móvil que otras formas de cuello (trapezoidal, triangular y formas circulares)

2.7 CONCLUSIONES

Se han hecho investigaciones para reducir el fenómeno de la socavación, ya sea proponiendo protecciones alrededor de la pila, o disminuyendo la fuerza del agua

Las investigaciones que se han realizado son acerca de collares colocados alrededor de la pila. Los autores varían tanto la forma del collar, la posición de este con referencia en el lecho del canal, el espesor de dicho collar y el material con el que se fabrica.

De las figuras modeladas tanto físicamente como numéricamente se ha encontrado que la mejor geometría para reducir la socavación es un rombo, y la mejor posición del collar es a nivel del lecho del río. cm

Entre más área de contacto tenga el collar mayor será la efectividad de la protección

2.8 BIBLIOGRAFÍA

- Abdelazim M. Negm., et col. Optimal Shape of collar to minimize local scour around bridge piers. (2009). Thirteenth International Water Technology Conference.1283-1294.
- Akib, S. Reducing local scouring at bridge piles using collars and geobags. (2014). The scientific world journal.1-7
- Beg, Mubeen. Scour reduction by using a collar around a pier group. Fourth International Conference on Scour and Erosión, 220-225.
- Esmaeili, T., et col. Numerical Simulation of skewed slot effect on local scour reduction. (2011). Journal of water sciences research. 3(1) 69-80.
- Guevara, M. E., (2016) Socavación en puentes. Cauca Colombia. Editorial Universidad del Cauca.
- Jahangirzadeh A., et cols. Experimental and Numerical investigation of the effect of different shapes of collar on the reduction of scour a single bridge pier. 9 (Issue 6) 1-11.
- Masjedi, A., et col. (2010). Time development of local scour at a bridge pier using square collar in a 180 degree flume bend. Journal of American Science, 2(8), 188-195
- Moncada, A., et cols. Efecto de un aro sobre la socavación en pilas circulares (2007). Revista ciencia e ingeniería. 28 (3). 165-174.
- Mohammadnezhad, A., and Saneie, M. (2014). Experimental study on lozenge collar affection in reduce amount of scouring around bridge piers. Journal of River Engineering, 2(Issue 3).
- Pourzaker, A, and Hajikandi H. (2015). Reduction of local scour around a bridge pier using triple rectangular plates. Current World Environment, 10 (special issue),47-55.
- Plata, F., Nalluri C., Saldarriaga, J.G. Medidas de protección contra la socavación local en pilas de puente. 54-61
- Vaghefi, M., Dashtpeyma, H., y Akbari M (2015). A novel method for prevention of scouring around bridge piers. International Joournal of Ecological Science and Environmental Engineering, 2(2) ,11-16.

CAPÍTULO**3****MODELACIÓN HIDRODINÁMICA PARA LA DISMINUCIÓN DE LA SOCAVACIÓN****3.1 CONCEPTOS DE DINÁMICA DE FLUIDOS COMPUTACIONAL (CFD)**

La Dinámica de fluidos computacional (CFD) nos permite resolver las ecuaciones que rigen la dinámica de fluidos por medio del uso de una computadora aplicando métodos numéricos que tomarían mucho tiempo si se hiciera de forma manual.

La Dinámica de fluidos computacionales (CFD) es una herramienta que permite resolver problemas de flujo del cual no se conoce solución analítica y no puede ser resulta de otro modo más que experimentalmente.

3.1.1 VOLUMEN DE CONTROL

El volumen de control o dominio computacional es una región de espacio imaginario que puede estar estático o en movimiento a través del cual el fluido puede entrar o salir.

Las dimensiones del volumen de control están en controversia, ya que no existe una regla general para definir dichas dimensiones, por lo que en este trabajo se expondrá cuatro diferentes dominios computacionales propuestos por varios autores

Para identificar con facilidad los volúmenes de control, se asigna un número de referencia a cada autor. En la tabla 3.1, en la primera columna se menciona el autor y en la segunda columna el número de identificación.

Las dimensiones de los modelos numéricos, están en función de la variable B , la cual representa la longitud característica en un determinado cuerpo.

Tabla 3.1 Autores de las propuestas de los dominios

Autor	Identificación
Braun & Awruch, 2003	1
Selvam & Govindaswamy, 2001	2
Carreiro, 2011	3
Bruno & Khris, 2002	4

En la figura 3.1 se muestran las geometrías de los diferentes dominios, todas las dimensiones de los dominios están en función de la longitud característica B de un cuerpo.

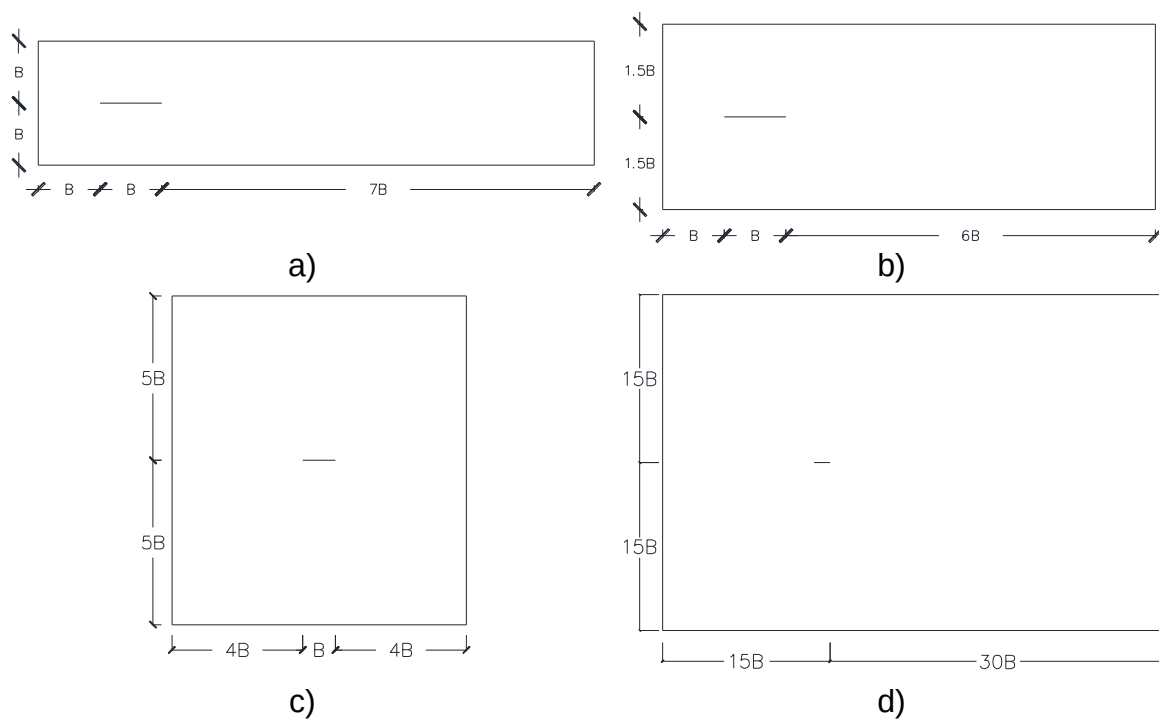


Figura 3.1 Dimensiones de los dominios a) primer dominio, b) segundo dominio c) tercer dominio d) cuarto dominio

Cada autor presenta diferentes dimensiones en los dominios computacionales y la ubicación del cuerpo estanco dentro del dominio, las cuales se muestran en la tabla 3.2, donde la primera columna indica el dominio asociado, la segunda y tercera columna las dimensiones y en las últimas columnas se encuentra la ubicación del cuerpo.

Tabla 3.2 Dimensiones de los cuatro dominios computacionales.

Dominio	Dominio computacional		Ubicación del cuerpo	
	Longitud	Altura	Frontera izquierda	Frontera inferior
1	9B	2B	B al paño	B al centro
2	8B	3B	B al paño	1.5 B al centro
3	9B	10B	4 B al paño	5 B al centro
4	45B	30B	15 B al centro	15 B al centro

3.1.2 GENERACIÓN DE LA MALLA ESTRUCTURADA

En las capas limites (interacción agua-pila), donde las variables de flujo cambian con rapidez, se requiere mallas de altas resolución en la cercanía de las capas limite, por esto, se debe elegir la malla estructurada que permita una resolución mucho más fina.

Existen cuatro tipos de malla:

- a). Malla estructurada: Malla con una tipología regular donde la relación entre cada punto es dada por matriz de una, dos o tres dimensiones.
- b) Malla no estructurada. Malla con una tipología irregular.
- c) Malla uniforme. Mismo espacio entre todos los puntos de la malla.
- d) Malla no uniforme. Es una malla con espacio desigual entre sus puntos.

3.1.3 DISCRETIZACION

La discretizacion consiste en remplazar el espacio continuo por un número finito de puntos o celdas (malla) donde los valores numéricos de las variables serán determinados.

La discretizacion es un proceso matemático mediante el cual vamos a obtener resultados aproximados de la ecuación diferencial del problema.

A continuación se muestran los diferentes métodos de discretizacion.

- a) Método de diferencias finitas (FDM).
- b) Método de volúmenes finitos (FVM)
- c) Método de elemento finito (FEM)

Método de diferencias finitas (FDM).

- Discretiza un espacio continuo en puntos
- Las variables numéricas principales son los valores locales en puntos de la malla
- En la práctica solo es aplicable para mallas estructuradas

Método de volúmenes finitos (FVM)

- Es la discretización de un espacio continuo en volúmenes basada en valores promedio de celdas, es el más aplicado en la Dinámica de fluidos computacional (CFD).
- Discretiza la forma integral mientras se aplica a los volúmenes.
- Método muy flexible para trabajar con mallas arbitrarias (geometrías complejas).

Método de elemento finito (FEM)

- Discretiza el espacio continuo en elementos.
- Las variables numéricas principales son variables locales en los puntos del mallado.
- Discretiza la forma integral de las ecuaciones.
- Método muy flexible para trabajar con mallas arbitrarias.

3.1.4 CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera apropiadas, se necesitan para obtener una solución exacta en el modelo. Se establece las condiciones de frontera, las cuales son velocidad y presión, el tipo de flujo que se modela, se determina mediante las condiciones de flujo impuestas. Cada modelo representa condiciones frontera diferentes.

3.1.5 CONDICIONES DE FRONTERA EN LA SUPERFICIE SOLIDA (PILA)

La condición de frontera más simple es la formulada para una superficie sólida (pila). Debido a que el flujo no puede pasar por una superficie sólida se iguala a cero a lo largo de la cara en la cual se establece la condición de frontera. Ver figura 3.2

3.1.6 CONDICIONES DE FRONTERA DE FLUJO DE ENTRADA O FLUJO DE SALIDA

Hay varias opciones para definir las condiciones de frontera en aquellas partes a través de la cual entre el fluido al dominio computacional (flujo de entrada) o sale del dominio (flujo de salida). Se clasifican en general como condiciones que especifican la velocidad (entrada) o de salida (presión). Ver figura 3.2

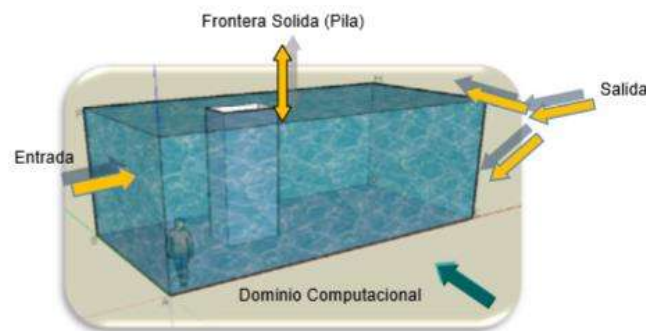


Figura 3.2. Condiciones de frontera.

En la entrada, se especifica la velocidad del fluido entrante a lo largo de la cara de admisión.

En la salida, el fluido sale del dominio computacional. Se especifica la presión estática a lo largo de la cara de salida, en la mayoría de los casos es la presión atmosférica (presión manométrica cero). Las propiedades del flujo como la temperatura y las propiedades de turbulencia se especifican en las entradas y salidas de presión.

La presión no se especifica en la entrada de velocidad, debido a que esto daría lugar a una sobre especificación matemática. De modo similar la velocidad no se especifica en una entrada o salida de presión, ya que esto también ocasionaría una sobre especificación matemática.

3.2 ECUACIONES DE NAVIER STOKES PARA FLUJOS INCOMPRESIBLES

Las ecuaciones que desarrollaron Navier Stokes para flujos incompresibles son las que se muestran en la ecuación 3.1

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial u_i}{\partial x_i} &= 0 \\
 \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} (2\nu S_{ij}) \\
 \frac{\partial \theta}{\partial t} + u_j \frac{\partial \theta}{\partial x_j} &= \frac{1}{\rho c_p} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(k \frac{\partial \theta}{\partial x_j} \right) \\
 \frac{\partial c}{\partial t} + u_j \frac{\partial c}{\partial x_j} &= \frac{\partial}{\partial x_j} \left(D \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) \\
 S_{ij} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_j}{\partial x_i} + \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right)
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

Los vectores u_i y x_i son la velocidad instantánea y su posición respectivamente, p es la presión instantánea, θ es la temperatura instantánea, t es el tiempo, ρ es la densidad, ν es la viscosidad cinemática molecular, c_p es la capacidad calorífica específica, k es la conductividad térmica y S_{ij} es el sensor de la variación de fricción.

Esto permite tener seis ecuaciones y seis incógnitas (p , θ , c_p y tres para u_i). A esto se le conoce como un sistema cerrado, sin embargo, aún no existe una solución analítica, por lo que sea creado diferentes métodos para predecir el flujo turbulento con la Dinámica de fluidos computacional (CFD).

3.2.1 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA SOLUCIÓN DE FLUJOS TURBULENTOS

Los métodos más conocidos son la resolución directa de las ecuaciones de Navier Stokes o Direct Numerical Simulation (DNS), simulación de grandes torbellinos o Large Eddy Simulation (LES), y el promedio de Reynolds de las ecuaciones de Navier Stokes o Reynolds Average Navier Stokes (RANS). A continuación se describe cada uno de ellos.

- El método más preciso es el Direct Numerical Simulation (DNS) ya que no requiere ninguna ecuación para modelar la turbulencia. La desventaja que tiene es la gran cantidad de recursos computacionales necesarios para resolverlo y solo puede ser usado para geometrías simples y para bajos números de Reynolds.
- El método Large Eddy Simulation (LES) es un método más simple y menos preciso que el DNS, ya que a diferencia del método anterior, LES resuelve únicamente el flujo medio y vórtices grandes aproximando los otros vórtices.
- El método Reynolds Average Navier Stokes (RANS) es el método más usado en la ingeniería debido a la cantidad de recursos computacionales y tiempos de resolución bajos, este método solo resuelve el flujo medio y aproxima la turbulencia. Éste método es más impreciso pero es aplicable en la mayoría de los casos. En aplicaciones de ingeniería, se interesa más en los efectos del flujo medio que en los detalles de las fluctuaciones, por ello se adopta una aproximación estadística, promediando las ecuaciones de conservación durante un periodo de tiempo mucho más grande que el periodo característico de las fluctuaciones turbulentas. Las variables se descomponen en el promedio de un valor medio y de una fluctuación. Al aplicar este proceso en la ecuación 3.1 se obtiene la ecuación 3.2. Estas últimas ecuaciones se conocen como ecuaciones del promedio de Reynolds en las ecuaciones de Navier Stokes

La ecuación 3.2 son las ecuaciones del promedio de Reynolds de Navier Stokes

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial u_i}{\partial x_i} &= 0 \\
 \frac{\partial}{\partial t} + u_j \frac{\partial}{\partial x_j} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(2\nu s_{ij} - \overline{u'_i u'_j} \right) \\
 \frac{\partial \theta}{\partial t} + u_j \frac{\partial \theta}{\partial x_j} &= \frac{1}{\rho c_p} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\kappa \frac{\partial \theta}{\partial x_j} - \overline{u'_j \theta'} \right) \\
 \frac{\partial c}{\partial t} + u_j \frac{\partial c}{\partial x_j} &= \frac{\partial}{\partial x_j} \left(D \frac{\partial c}{\partial x_j} - \overline{u'_j c'} \right) \\
 s_{ij} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

La ecuación 3.2 agrega nuevos términos a la ecuación 3.1. Estos son los términos de la tensión de Reynolds, calor turbulento y el flujo de la masa turbulenta lo cual genera que se convierta en un sistema abierto, es decir, hay más variables desconocidas que ecuaciones, por lo que se requieren de expresiones adicionales para resolver el sistema de ecuaciones.

3.2.2 MODELOS EMPLEADOS EN ANSYS 11.0 PARA EL MÉTODO REYNOLDS AVERAGE NAVIER STOKES (RANS)

Los modelos usados son:

- a) Zero Equation Model
- b) Estándar $k - \varepsilon$ - Model
- c) RNG- (Re normalized Group Model)
- d) NKE-(new k-e Model debido a Shih)
- e) SZL-(Shi, Zhui, Lumley Model)
- f) Estándar k-w Model
- g) SST-(Shear Stress Transport Model)

Modelo Zero Equation

EL modelo Zero Equations no requiere la solución alguna de alguna ecuación adicional y es calculado directamente de las variables del flujo. Como consecuencia no es capaz de mostrar apropiadamente los efectos turbulentos tales como; la convección y la difusión de la energía turbulenta.

La viscosidad turbulenta se calcula con la ecuación 3.3:

$$\mu_t = \rho L_s^2 \sqrt{\phi} \quad 3.3$$

L_s será igual a L_x si L_x es mayor a cero, o L_s será igual al mínimo ($0.4 L_n$ o $0.09 L_c$), si L_x es menor o igual a cero

ϕ se calcula con la ecuación 3.4

$$\phi = \mu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_i} + \frac{\partial u_k}{\partial x_i} \right) \frac{\partial u_i}{\partial x_k} \quad 3.4$$

Donde μ_t es la viscosidad turbulenta, ϕ es la disipación de la viscosidad, L_x es la escala de la longitud, L_n es la distancia más cercana del nodo a la pared más cercana, L_c es la escala de la longitud característica

Standard k- ϵ

En los modelos standard $k-\epsilon$ y sus extensiones, la turbulencia viscosa es calculada como función de los parámetros turbulentos de la energía cinética k y su variación de disipación ϵ usando la ecuación 3.5. El término C_u es constante para los modelos Estándar $k-\epsilon$ y el modelo Re normalized Group Model (RNG).

$$\mu_t = C_u \rho \frac{k^2}{\epsilon} \quad 3.5$$

Donde C_u es la constante de turbulencia, k es la energía cinética turbulenta, ϵ es la variación de la energía cinética turbulenta

3.3 CONCEPTOS DE MECÁNICA DE FLUIDOS

3.3.1 VISCOSIDAD

La viscosidad es una medida cuantitativa de la resistencia de un fluido al movimiento. Más concretamente la viscosidad determina la velocidad de deformación del fluido cuando se le aplica un esfuerzo cortante dado. Podemos movernos muy fácilmente a través del aire, que tiene una viscosidad muy baja. El movimiento es más difícil en el agua, con una viscosidad 50 veces mayor

3.3.2 NÚMERO DE REYNOLDS

El parámetro adimensional primario que determina el comportamiento viscoso de los fluidos newtonianos es el número de Reynolds, se calcula con la expresión 3.6

$$\text{Re} = \frac{\rho V L}{\mu} = \frac{V L}{\nu} \quad 3.6$$

Donde V y L representan la velocidad y la longitud característica del flujo. El cociente $\frac{\mu}{\rho}$ tiene significado propio y significa viscosidad cinemática

En flujo laminar sobre la capa limite el números de Reynolds es $10^3 < Re < 10^6$, flujo turbulento sobre la capa limite considera números de Reynolds $10^6 < Re$.

3.3.3 FLUJO LAMINAR Y TURBULENTO

La clasificación de los flujos en laminar y turbulento es un resultado propiamente de la viscosidad del fluido; y no habría distinción entre ambos en ausencia de la misma. El flujo laminar se caracteriza por que el movimiento de las partículas se produce siguiente trayectorias separadas perfectamente definidas, no necesariamente paralelas sin existir mezcla macroscópica o intercambio transversal entre ellas.

En un flujo turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido. Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales no son constantes si no que fluctúan en el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aun cuando el flujo general sea permanente. Esto se explica por el hecho de que la permanencia respecto del tiempo se refiere a valores medios de dichas componentes en un intervalo grande

3.3.4 CAPA LÍMITE

La capa limite es la región fina del flujo adyacente a la superficie del sólido, donde el flujo es retardado por la influencia de la fricción entre una superficie sólida y un fluido

3.3.5 PRESIÓN

La presión es el esfuerzo (de compresión en un punto en un fluido en reposo). Después de la velocidad, la presión p es la variable más significativa en la mecánica de fluidos. Las diferencias o gradientes de presión son generalmente las responsables del flujo, especialmente en conductos. En flujos a baja velocidad, la magnitud real de la presión suele ser no importante porque se consideran

incompresibles. Para tomar en cuenta la magnitud real de la presión en los líquidos, se requiere que dicho líquido fluya a una velocidad comparada con la del sonido

3.3.6 DENSIDAD

La densidad de un fluido, denotada por ρ , es su masa por unidad de volumen. La densidad de los líquidos es casi constante, debido a que se consideran incompresibles.

3.3.7 COEFICIENTE DE ARRASTRE

Cuando un cuerpo de forma arbitraria se sumerge en una corriente fluida, el flujo ejercerá sobre él, fuerzas y momentos. Si el cuerpo tiene forma y orientación arbitraria, las fuerzas y momentos que ejerce el fluido sobre él tienen componentes según los tres ejes coordenados, como se muestra en la figura 3.3. Es costumbre elegir un eje paralelo a la corriente no perturbada, positivo aguas abajo. La fuerza sobre el cuerpo según este eje se denomina resistencia o arrastre, y el momento alrededor de él, momento de balanceo. La resistencia corresponde a una pérdida de cantidad de movimiento y debe vencerse de alguna manera si queremos que el cuerpo avance aguas abajo.

Una segunda componente muy importante de la fuerza es la que normalmente equilibra el peso. Se denomina sustentación y es perpendicular a la resistencia. El momento alrededor de este eje se denomina momento de guiñada

La tercera componente, que no proporciona ni pérdida de ganancia, es la fuerza lateral y el momento alrededor de su eje es el momento de cabeceo.

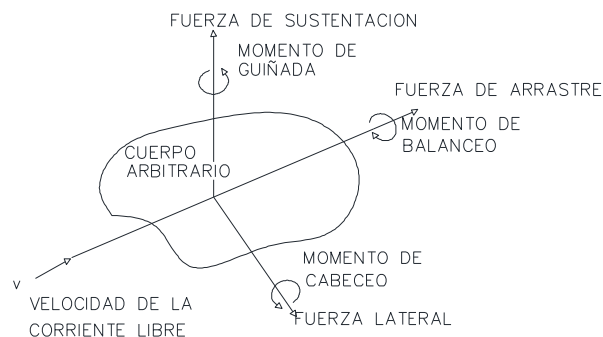


Figura 3.3 Definición de las fuerzas y momentos sobre un cuerpo inmerso en una corriente

Cuando el cuerpo es simétrico con respecto al plano formado por los ejes de sustentación y resistencia, como es el caso de los aviones, barcos y coches moviéndose en un fluido en reposo, la fuerza lateral y los momentos de guiñada y balanceo desaparecen, reduciéndose el problema al caso bidimensional: dos fuerzas, de sustentación y resistencia, y un momento, el de cabeceo.

Hay una simplificación adicional cuando el cuerpo tiene dos planos de simetría, como en la figura 3.4. Una gran variedad de formas que satisfacen esa condición, tales como cilindros, alas, y todos los cuerpos de revolución. Si la corriente no perturbada es paralela a la intersección de estos dos planos, denominada cuerda principal del cuerpo, habrá resistencia pero no sustentación, ni fuerza lateral ni momentos. La resistencia para este tipo de cuerpos es la que más se ha medido, pero si la corriente no perturbadora no es paralela a la cuerda, el cuerpo tendrá una orientación no simétrica, y teóricamente pueden aparecer todas las fuerzas y momentos

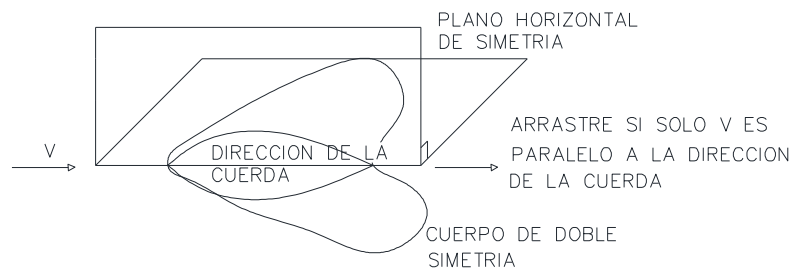


Figura 3.4 Cuando la corriente incidente es paralela a los dos planos de simetría, solo hay una resistencia

Los coeficientes de arrastre se definen usando un área característica A , que puede variar dependiendo la forma del cuerpo. El coeficiente de arrastre se calcula según la ecuación 3.7

$$C_D = \frac{F_{\text{arrastre}}}{\frac{1}{2} \rho V^2 A} \quad 3.7$$

Donde F_{arrastre} = Fuerza en N , v = velocidad m/s , ρ = densidad del agua, kg/m^3

El factor $\frac{1}{2}$ es el atributo tradicional a Euler y Bernoulli. Normalmente, el área característica A es una de las tres siguientes:

1. Área frontal, área del cuerpo que se ve mirando en la dirección de la corriente, apropiada para cuerpos gruesos, tales como esferas, cilindros, coches, misiles, proyectiles y torpedos
2. Área en planta, área del cuerpo que se ve mirado desde arriba; apropiada para cuerpos anchos y planos, tales como alas e hidroalas
3. Área mojada, que se acostumbra a utilizar en barcos y lanchas

Los valores de los coeficientes de arrastre dependen de la forma geométrica del cuerpo y el tipo de flujo. El tamaño del cuerpo afecta en los coeficientes si no varía la forma. En la figura 3.5 se muestra la diferencia entre dos círculos con diferentes diámetros, pero con mismo coeficiente de arrastre



Figura.3.5 Ejemplificación de dos círculos con diferentes diámetros.

3.4 METODOLOGÍA PARA LA PROPUESTA DE SOLUCIÓN DE REDUCCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE

- Se realiza la modelación en situ de los cuatro dominios
- Se elige el dominio con menor error, en comparación con el valor de coeficiente de arrastre 0.3 para un círculo en flujo turbulento.
- La modelación de las propuestas se realiza en flujo laminar comparando el valor con el coeficiente de arrastre de un círculo de 1.2, ya que es flujo laminar
-

3.5. MODELACIÓN IN SITU

3.5.1 DOMINIO

La figura 3.6 muestra la geometría de los dominios modelados, la longitud característica para su realización fue de $B=10\text{m}$,

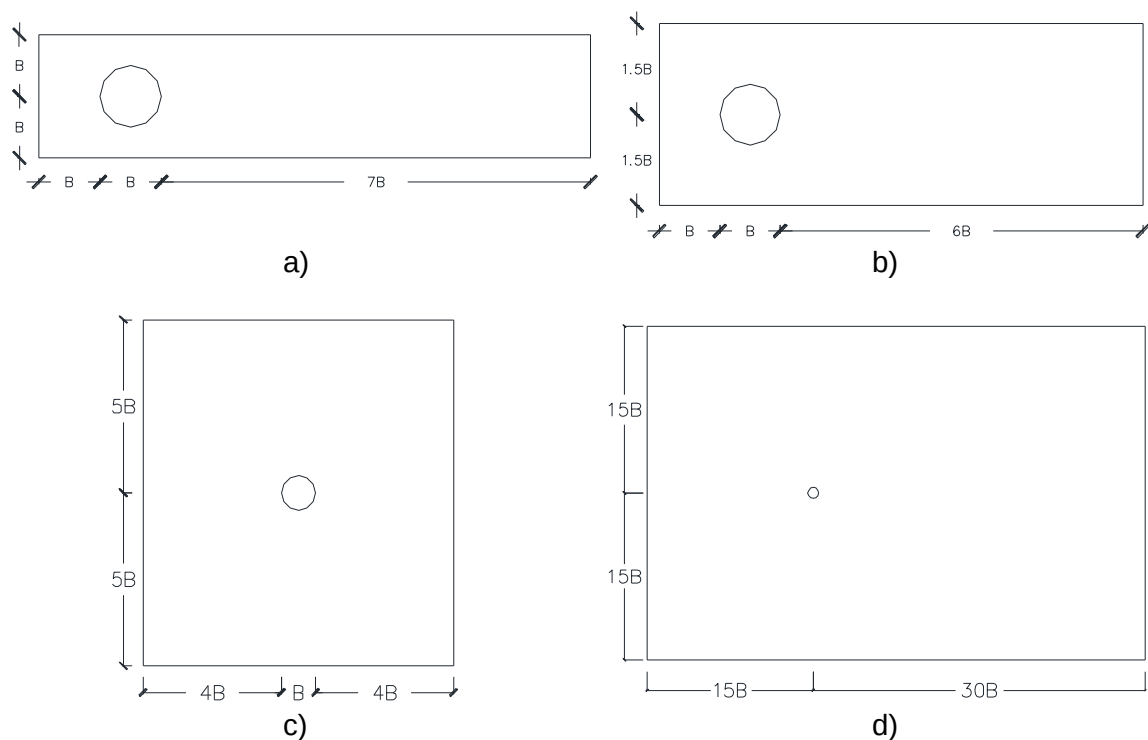


Figura 3.6 Dominios modelados: a) dominio 1, b) dominio 2, c) dominio 3, d) dominio 4

La figura 3.7 muestra la geometría modelada en los cuatro dominios.

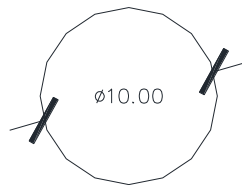


Figura 3.7. Geometría modelada en el programa Ansys

En la tabla 3.3 se tabularon la longitud y altura correspondiente para cada dominio, el dominio más grande fue el cuarto

Tabla 3.3. Dimensiones de los diferentes dominios

Dominio	Dominio computacional	
	Longitud(m)	Altura(m)
1	90	20
2	80	30
3	90	100
4	450	300

3.5.2 CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera fueron las siguientes, en la condición de entrada la velocidad fue de 4m/s, en la de salida, la presión fue de 0 Pa, además de asignar el valor de presión 0 Pa en las fronteras laterales del dominio, en la pila la velocidad fue de 0 m/s en la dirección x y y . Los parámetros hidráulicos ingresados al programa fue la densidad y la viscosidad cinemática del agua para una temperatura de 20°C fueron de 998.3 kg/m³ y 0.000001005 m²/s

3.5.3 RESULTADOS

En la figura 3.8 se muestran las presiones de cada uno de los dominios modelados, se observa que los cuatro dominios tuvieron un comportamiento similar, ya que todos presentaron el mismo contorno de presiones, la diferencia entre un modelo y otro fue la magnitud de las presiones,

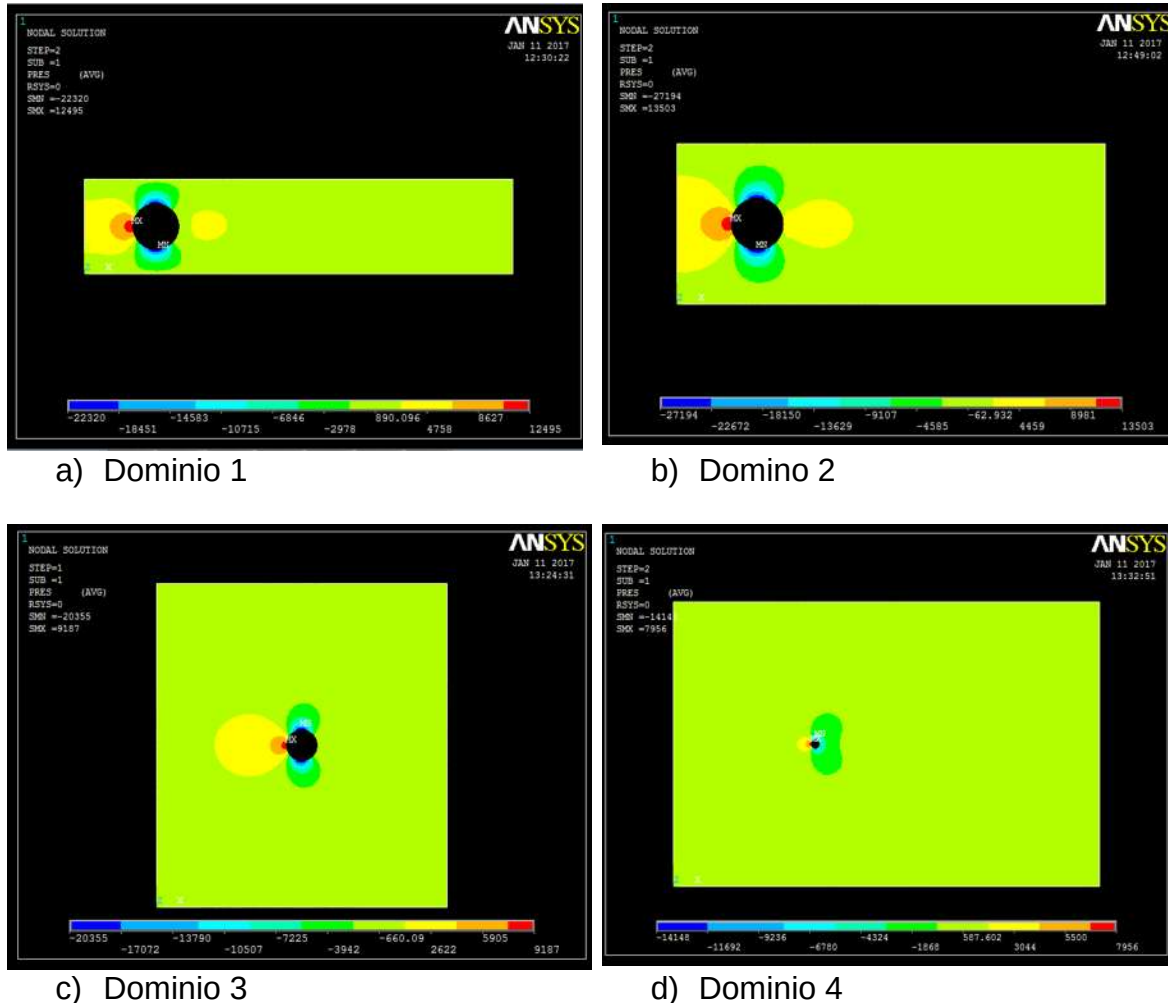


Figura 3.8 Resultados de las presiones de los cuatro dominios

En la tabla 3.4 se muestran los resultados de los valores de los coeficientes de arrastre para cada dominio, se observa que el dominio 1 tuvo el mejor resultado, ya que fue el que más se aproximó al valor del coeficiente de arrastre que presenta un círculo en condiciones de flujo turbulento.

Tabla 3.4. Resultados de los coeficientes de arrastre de los cuatro dominios

Dominio	Coeficiente de arrastre
1	0,3104
2	0,3725
3	0,2794
4	0,7969

Se concluye que el dominio 1 será el que se utilizara la modelación de las propuestas.

3.5.4 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE DE LA MODELACIÓN IN SITU

La obtención del coeficiente de arrastre se ejemplificara del primer dominio. La fuerza de arrastre se obtiene al sumar todas las presiones en dirección paralela al flujo en todo el cuerpo estanco. Por lo tanto la magnitud de la presión se descompone en sus componentes x-y. Las presiones están aplicadas a un elemento discretizado, por lo tanto se utiliza el método de integración llamado el trapecio para obtener la fuerza de arrastre. La expresión matemática para calcularla es la 3.8

$$F_N = (P_0 + P_1) \frac{h}{2} \quad 3.8$$

Donde:

F_N = Fuerza de arrastre, P_0 = Presión 1, P_1 = Presión 2, h = distancia entre las dos presiones

Primeramente del programa se obtiene una lista de presiones aplicadas a la geometría modelada in situ. La tabla 3.5 muestra las presiones obtenidas

Tabla 3.5 Presiones aplicadas a la geometría de la modelación in situ

S (m)	Presión (Pa)	Px (Pa)	Fuerza (N)
0.000	2565.8	-2565.8	-2545.52
1.045	2355.9	-2304.604	-2254.51
2.091	2198.4	-2009.016	-1717.92
3.136	1578.3	-1277.927	439.9303
4.181	-3162.5	2119.738	3863.786
5.226	-10511	5272.945	5457.019
6.272	-16607	5168.112	3797.761
7.317	-19575	2098.244	-34.0711
8.362	-21317	-2163.433	-3964.75
9.408	-17735	-5422.436	-6381.63
10.453	-13663	-6786.545	-6194.26
11.498	-7610.6	-5068.49	-2767.79
12.543	-283.67	-228.712	2848.43
13.589	6225.8	5675.04	8547.963
14.634	10936	10684.7	12111.28
15.679	12495	12494.79	12151.76
16.725	10966	10739.92	8649.204
17.770	6345.6	5813.576	2881.777
18.815	-366.78	-298.2141	-2922.88
19.860	-7850.6	-5295.819	-6407.21
20.906	-13730	-6955.053	-6717.44
21.951	-18637	-5901.288	-4384.29
22.996	-22043	-2489.701	-203.318
24.042	-21916	2100.946	3918.492
25.087	-17977	5398.559	6123.963
26.132	-12858	6321.943	5127.698
27.177	-5277.5	3491.833	1451.871
28.223	891.46	-715.7887	-1389.98
29.268	2138.8	-1944.466	-2181.27
30.313	2285.6	-2230.219	-2508.23
31.359	2565.8	-2565.634	

A continuación se hace una descripción de cada columna

- La primera columna indica la longitud de cada elemento discretizado
- La segunda columna la magnitud de la presión.
- La tercera columna indica la componente en x de la presión.

- La cuarta columna, la integración de las presiones

Finalmente se hace la suma algebraica de las fuerzas, el resultado se introduce a la fórmula 3.7 para la obtención del coeficiente de arrastre el cual es de 0.3104

3.6. PRIMERA PROPUESTA DE SOLUCIÓN MEDIANTE UNA FIGURA HIDRODINÁMICA

3.6.1 DOMINIO

En la figura 3.9 se muestra las dimensiones del primer dominio, la longitud característica para su realización fue de $B=10\text{m}$

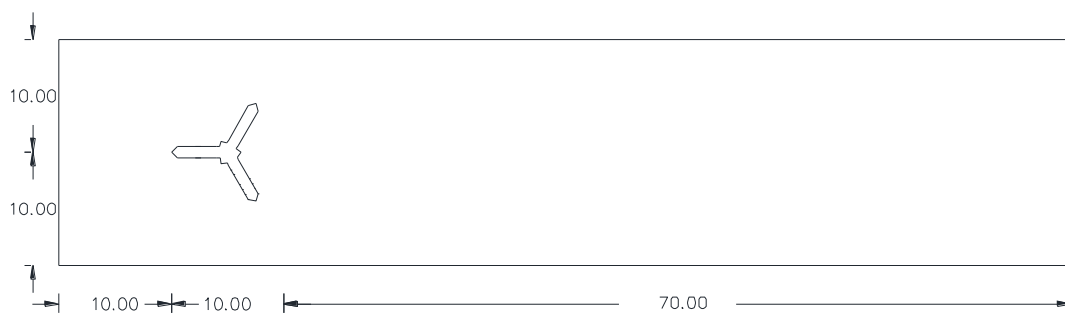


Figura 3.9 Dominio de la primera propuesta

En la figura 3.10 muestra la geometría de la primera propuesta. La propuesta es una modificación a la geometría del edificio Must-Dubai

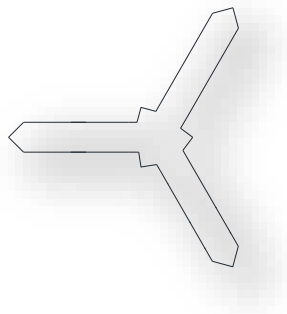


Figura 3.10 Planta de la primera propuesta

3.6.2 CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera para la modelación de la primera propuesta son las mismas para la modelación in situ

3.6.3 RESULTADOS

En la figura 3.11 se muestra los resultados de las presiones para la primera propuesta, se observa que el contorno de presiones es diferente, ya que las presiones han aumentado en comparación con la modelación in situ.

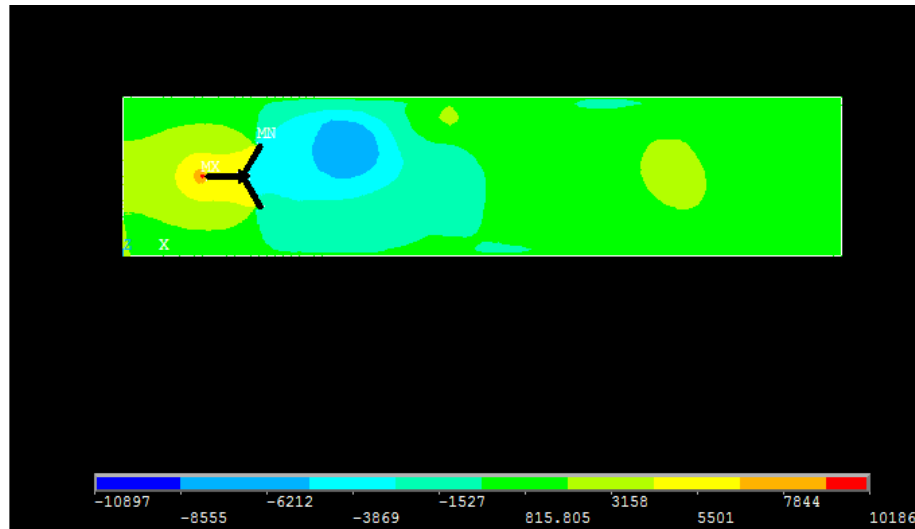


Figura 3.11 Resultados de la primera propuesta

El coeficiente de arrastre tuvo un valor de 2.412, comparando este resultado con el valor de 1.2 correspondiente a flujo laminar para un círculo, nos indica que la propuesta aumento las presiones que se generan alrededor de la geometría, por lo tanto generaría aumento de la socavación.

3.6.4 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE PRIMERA PROPUESTA

Para la obtención del coeficiente de arrastre se requieren las coordenadas de la figura, estas se ingresan al programa para obtener las presiones de cada elemento que conforman la figura modelada. En la tabla 3.6 se muestran las coordenadas.

Primeramente se obtiene la fuerza ejercida sobre cada elemento individualmente que conforma la primera propuesta, para posteriormente obtener el coeficiente de arrastre de la geometría.

Tablas 3.6. Coordenadas de la primera propuesta.

Punto	x (m)	y (m)
1	0	0
2	0	20
3	90	0
4	90	20
5	10	10
6	10.5	9.5
7	10.5	10.5
8	14.29	9.5
9	14.29	10.5
10	14.42	9
11	14.42	10.99
12	14.92	9.13
13	14.92	10.91
14	15.75	9.7
15	15.75	10.43
16	16.15	10
17	16.81	5.85
18	16.81	14.14
19	17.5	5.67
20	17.5	14.3
21	17.68	6.35
22	17.68	13.64

En la figura 3.12 se muestra la designación de cada elemento que conforma la primera propuesta

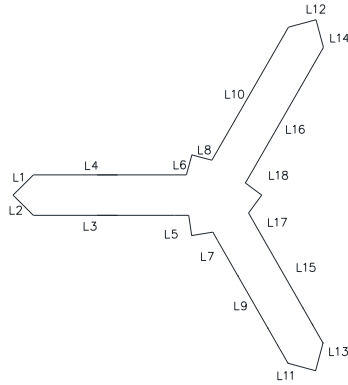


Figura 3.12. Numeración de los elementos que integran la primera propuesta.

En la tabla 3.7 se muestran los resultados de las presiones ejercidas sobre el lado 2 de la primera propuesta.

Tabla 3.7. Presiones ejercidas sobre el elemento dos de la primera propuesta

S(m)	Presión L2 (Pa)	Fuerza (N)
0.000	10186.000	711.169
0.071	9928.800	684.064
0.141	9419.900	646.834
0.212	8875.500	610.528
0.283	8393.000	577.832
0.354	7950.700	545.252
0.424	7471.500	514.847
0.495	7090.700	486.508
0.566	6668.000	431.030
0.636	5523.500	281.472
0.707	2437.800	
	Suma	5489.534

Enseguida se hace una descripción de cada columna de la tabla 3.7.

- La primera columna la longitud de cada elemento discretizado
- En la segunda columna la magnitud de la presión.
- En la tercera columna se aplicó el método del trapecio para obtener la fuerza. El resultado final es la suma.

En la tabla 3.8 se muestran la integración de las presiones de cada elemento que conforma la primera propuesta para la obtención del coeficiente de arrastre

Tabla 3.8. Resultados de los coeficiente de arrastre de cada elemento, de la primera propuesta.

Lado	Fuerza (N)	Px (N)	Distancia (m)	Coeficiente de arrastre
1	5528.820	3909.466	0.500	0.979
2	5489.534	3881.687	0.500	0.972
3	18880.207	0.000	0.000	0.000
4	18133.824	0.000	0.000	0.000
5	2627.555	2595.206	0.510	0.637
6	2465.863	2381.841	0.490	0.609
7	2660.554	416.202	0.081	0.645
8	2509.330	649.462	0.131	0.621
9	16961.524	14689.111	3.278	0.561
10	15431.554	13364.118	3.241	0.516
11	-2504.028	-648.090	0.185	-0.440
12	-3179.175	-822.831	0.183	-0.562
13	-1734.620	-1675.514	0.679	-0.309
14	-2206.156	-2130.983	0.661	-0.404
15	-10438.120	-9039.677	3.348	-0.338
16	-11177.160	-9679.704	3.244	-0.374
17	-1381.610	-1103.403	0.399	-0.346
18	-1672.262	-1006.392	0.353	-0.357
			Suma	2.412

Se describe brevemente las componentes de las columnas de la tabla 3.8.

- La primera columna indica el número del lado de la geometría de acuerdo a la figura 3.12
- La segunda columna la fuerza ya integrada, para cada elemento.
- La tercera columna la componente de en dirección x de la fuerza
- La cuarta columna la distancia donde se aplica la fuerza

Y por último, la columna de los valores de coeficiente de arrastre de cada elemento. El símbolo positivo indica que la fuerza entra al elemento y el símbolo negativo indica que sale. El coeficiente de arrastre se obtiene aplicando la formula.3.7, el cual da un valor de 2.412 sumando la última columna

3.7 SEGUNDA PROPUESTA DE SOLUCIÓN MEDIANTE UNA FIGURA HIDRODINÁMICA

3.7.1 DOMINIO

En la figura 3.13 se muestra las dimensiones del dominio 1, la longitud característica para su realización fue de $B=10$ m

Dominio 1

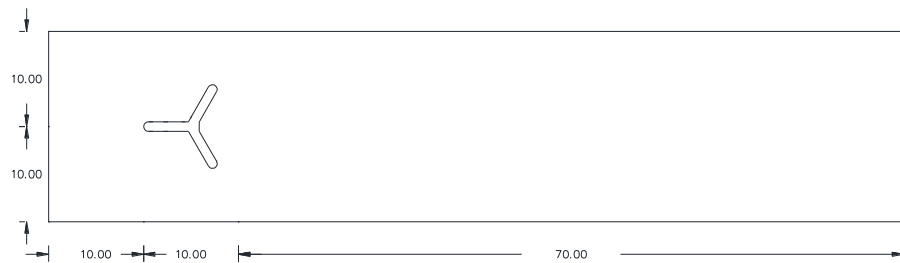


Figura 3.13 .Dominio de la segunda propuesta

La figura 3.14 muestra la geometría de la segunda propuesta, la diferencia entre la primera propuesta y la segunda propuesta es la modificación a las extremidades de la geometría, donde en la primera propuesta fueron puntiagudas y para esta, fueron semicirculares

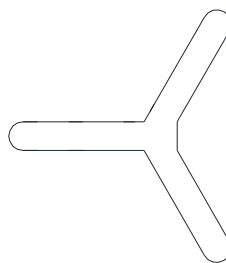


Figura 3.14 Planta de la segunda propuesta.

3.7.2 CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera son las mismas que para la modelación in situ y la primera propuesta

3.7.3 RESULTADOS

En la figura 3.15 se muestran las presiones alrededor de la figura modelada se observa que en comparación con la primera propuesta, las presiones disminuyeron, por lo tanto la figura semicircular de la punta ayudo a disipar la presión.

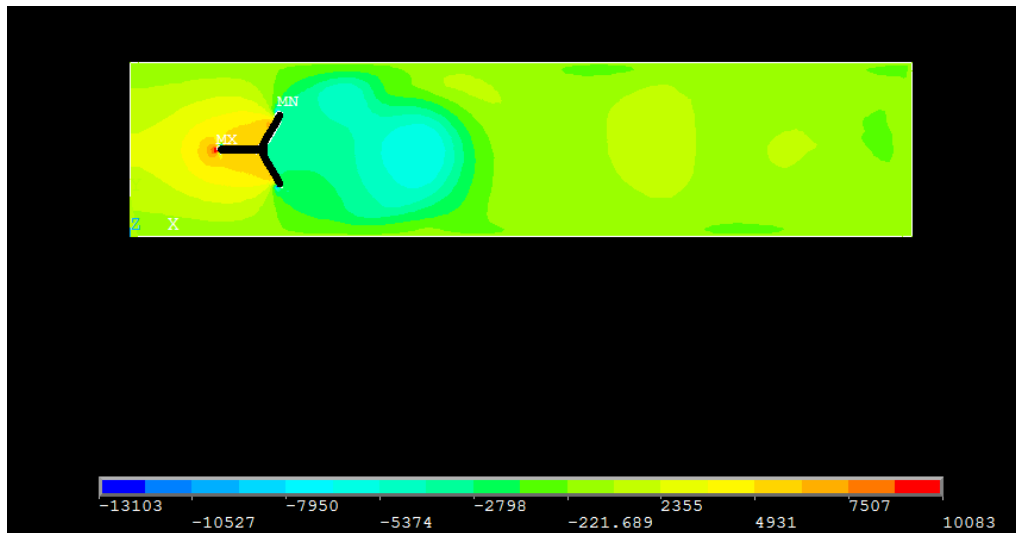


Figura. 3.15. Resultados de la segunda propuesta.

Integrando las presiones se obtiene un valor de coeficiente de arrastre de 0.714, este valor es menor que 1.2 para un coeficiente de arrastre de un círculo en flujo laminar. La geometría modelada en la segunda propuesta se considera ya como una propuesta para la disminución del coeficiente de arrastre y por lo tanto para la socavación.

3.7.4 OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE ARRASTRE SEGUNDA PROPUESTA

Para la obtención del coeficiente de arrastre se requieren las coordenadas de la figura, estas se ingresan al programa para obtener las presiones de cada elemento que conforma la segunda propuesta. En la tabla 3.9 se muestran las coordenadas.

Primeramente se obtiene la fuerza ejercida sobre cada elemento individualmente que conforma la segunda propuesta, para posteriormente obtener el coeficiente de arrastre de la geometría.

Tabla 3.9. Coordenadas de la segunda propuesta

Número	x (m)	y (m)
1	0	0
2	0	20
3	90	0
4	90	20
5	10	9.5
6	10	10.5
7	11	9.5
8	11	10.5
9	10.5	10
10	14.71	9.5
11	14.71	10.5
12	15.86	9.5
13	15.86	10.5
14	16.56	6.28
15	16.56	13.71
16	17.06	5.41
17	17.06	14.57
18	17.25	6.1
19	17.25	13.89
20	17.43	6.78
21	17.43	13.21
22	17.93	5.91
23	17.93	14.08

En la figura 3.16 se muestra la designación de cada elemento que conforma la geometría de la segunda propuesta.

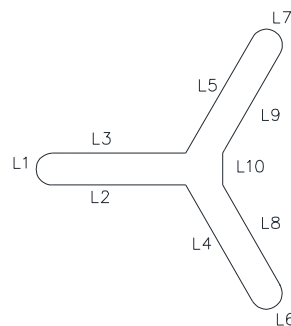


Figura 3.16. Numeración de los elementos que integran la segunda propuesta.

Los resultados de las presiones ejercidas sobre el lado 2 de la segunda propuesta se muestran en la tabla 3.10

Tabla 3.10. Resultados de las presiones ejercidas sobre el lado dos de la segunda propuesta.

S(m)	Presión L2 (Pa)	Fuerza (N)
0	6716.3	2341.4923
0.371	5906.3	2205.6507
0.742	5984	2227.6324
1.113	6024.8	2236.0912
1.484	6029.6	2238.5584
1.855	6038.1	2237.7051
2.226	6025	2219.7116
2.597	5941.1	2198.546
2.968	5910.9	2195.1143
3.339	5922.6	2255.6058
3.71	6237	
Suma		22356.108

A continuación se hace una descripción de cada columna

- La primera columna la longitud de cada elemento discretizado
- En la segunda columna la magnitud de la presión.
- En la tercera columna se aplicó el método del trapecio para la obtención de la fuerza. El resultado final es la suma.

Una vez obtenido la integración de las presiones en cada elemento se obtiene la tabla 3.11.

Tabla 3.11. Resultados de los coeficiente de arrastre de cada elemento, de la segunda propuesta.

Lado	Fuerza (N)	Px (N)	Distancia (m)	Coeficiente de arrastre
1	-1980.701			-0.248
2	22356.108	0.00	0	0.000
3	21261.936	0.00	0	0.000
4	20766.064	17983.94	3.216	0.700
5	21446.133	18572.90	3.209	0.725
6	2407.700			0.331
7	3581.571			0.314
8	-8993.830	-7788.89	2.720	-0.359
9	-9540.149	-8262.01	2.712	-0.381
10	-2944.430	-2944.43	1.000	-0.369
			Suma	0.714

A continuación se hace una pequeña descripción de cada columna de la tabla 3.11

- La primera columna indica el número del lado de la geometría de acuerdo a la figura 3.16
- La segunda columna la fuerza ya integrada, para cada elemento.
- La tercera columna la componente de en dirección x de la fuerza
- La cuarta columna la distancia donde se aplica la fuerza

Y por último, la columna de los valores de coeficiente de arrastre de cada elemento.

De la misma manera que para la primera propuesta el símbolo positivo indica que la presión entra al elemento y el símbolo negativo que sale. El coeficiente de arrastre se obtiene aplicando la fórmula 3.7, el cual da un valor de 0.714 sumando la última columna

Nota: Para la obtención de los coeficientes de arrastre para los elementos 1,6 y 7 se utiliza el método descrito en la sección de la obtención de coeficientes de la modelación in situ.

3.8 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE EN ANSYS (MODELACIÓN IN SITU)

En la figura 3.17 se muestra el menú principal del programa Ansys, en él se realizarán todos los comandos para la realización de la modelación de las figuras geométricas para la obtención de los coeficientes de arrastre.

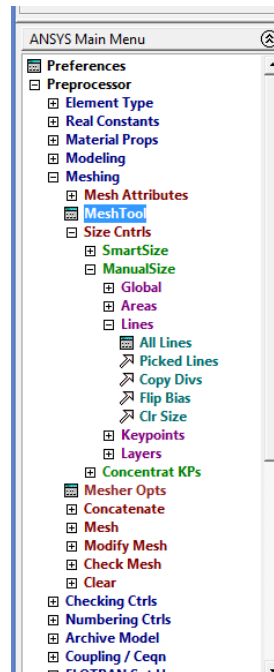


Figura 3.17 Menú principal del programa Ansys

1).-Abrir el programa Ansys.

Buscar la carpeta Ansys 11.0 y abrir el programa Ansys produc Launchaer.

2).-Para comenzar a usar se recomienda abrir el ANSYS Product Launcher (figura 3.18) debido que permite asignar el nombre del archivo, directorio y licencia con la cual se va a trabajar.

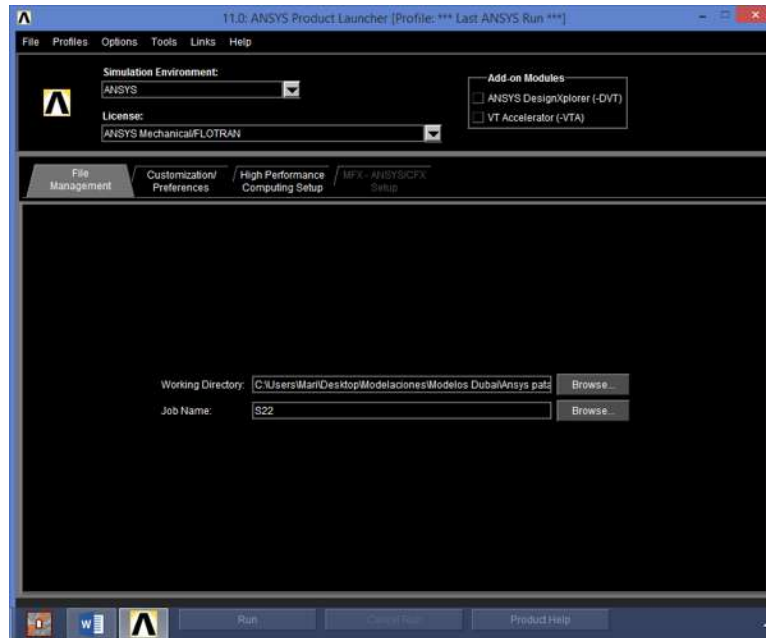


Figura 3.18 Venta del programa Product Launcher

3).- En la figura 3.19 se muestra el cuadro de licencia, seleccionar la opción con el nombre ANSYS Mechanical/FLOTRAN.

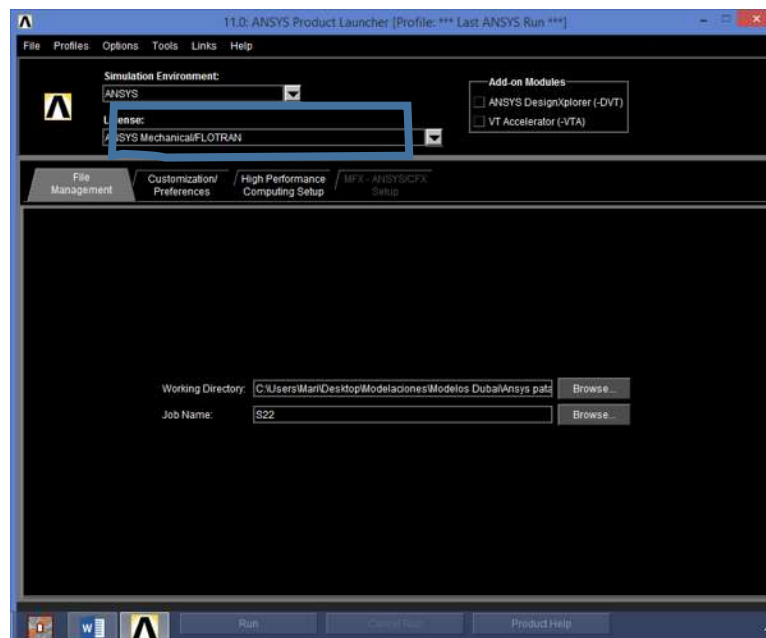


Figura 3.19. Selección de la opción ANSYS Mechanical /FLOTRAN.

4).- En la ventana Working Directory seleccionar la carpeta donde se desea guardar el archivo, (figura 3.20). El botón Browse abre un cuadro de dialogo para buscar la carpeta.

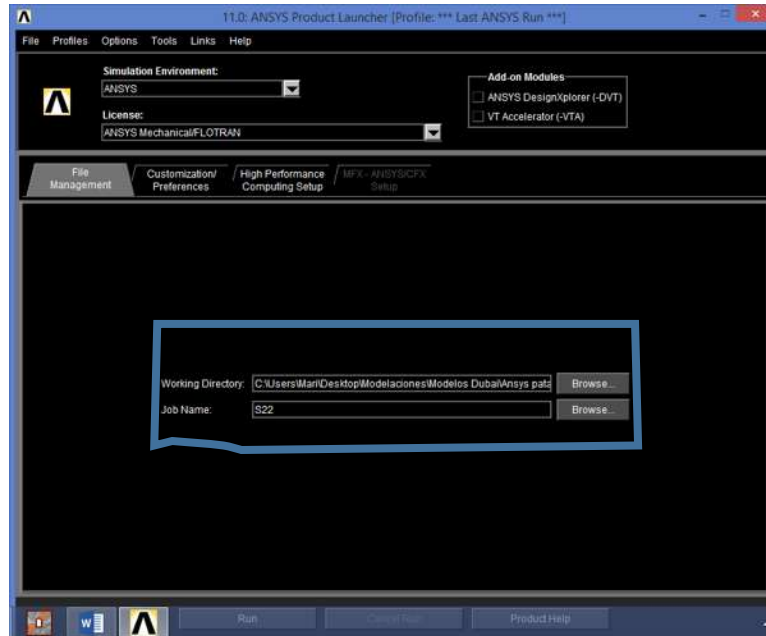


Figura 3.20 Selección del cuadro donde se guarda el archivo de trabajo

5).- En la ventana Job Name asignamos el nombre del archivo.

NOTA: El modelo requiere usar la licencia de FLOTRAN la cual contiene la opción de resolver modelos CFD.

6).-Una vez abierto el programa seleccionar la opción en el menú principal de Prefereces.

7).- En la ventana emergente activar la casilla Flotran CFD y oprimir OK. Ver figura 3.21.

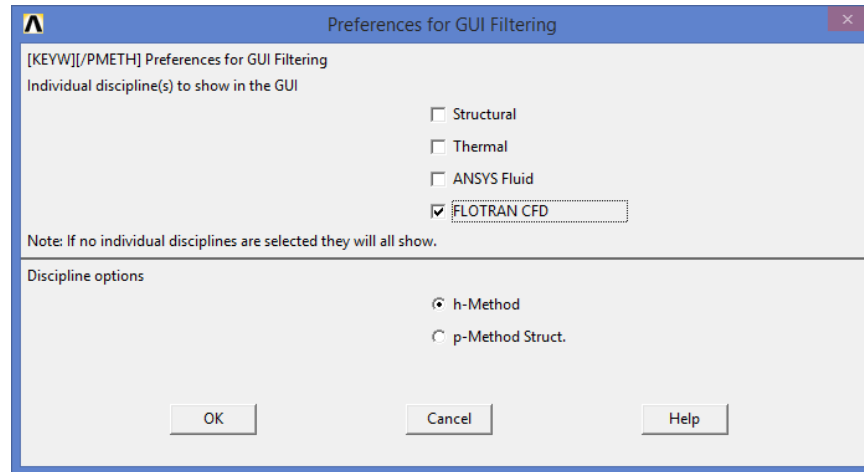


Figura 3.21 Selección de la opción Flotran CFD

8).- En el menú principal seguimos la siguiente ruta

Preprocesor >Element Type >Add/Edit/Delete.

9).-En la ventana emergente llamada Element Types, seleccionar Add. Ver figura 3.22

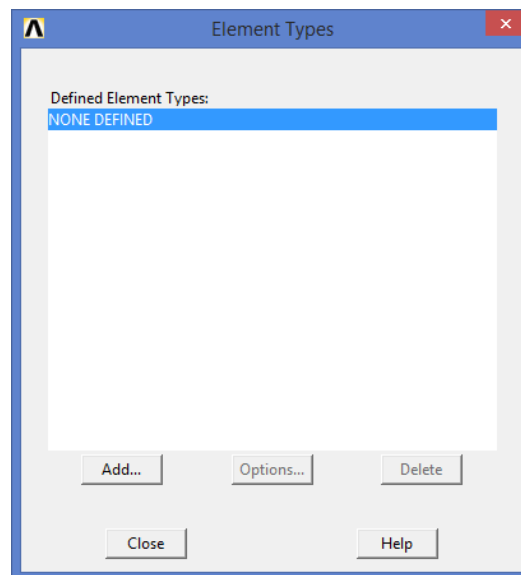


Figura 3.22 Selección de la opción Element Types

10).-Seleccionar en el cuadro de texto Flotran CFD y 2D Flotran 141, OK. Ver figura 3.23.

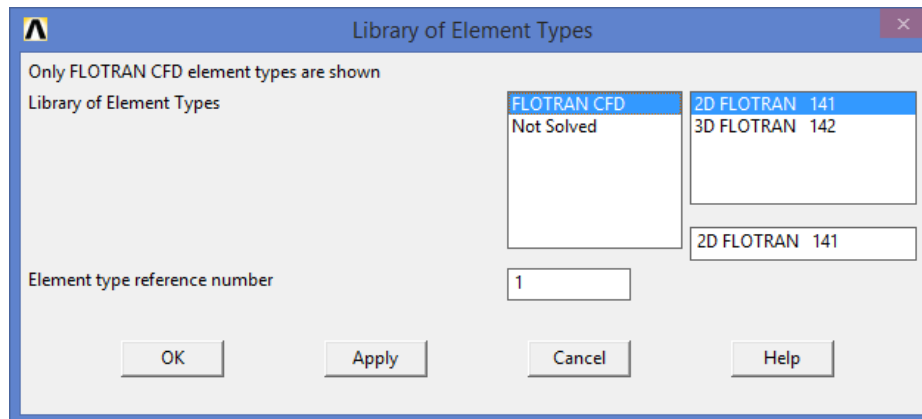


Figura 3.23 Selección de la opción Flotran CFD y 2D Flotran 141

5.8.1 CONSTRUCCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL DOMINIO Y PILA

11) Primeramente hay que definir las unidades del modelo, para esto teclear el comando /UNIT, SI, el cual establece el sistema internacional de unidades

Las unidades que maneja el programa son las unidades del sistema internacional

12) Para la realización de la geometría de la pila, hay que tener la geometría del dominio. Para ello se sigue la siguiente ruta en el menú principal.

Preprocessor>Modeling>Create>Rectangle>By 2 Corners

En los cuadros emergentes se llenan los espacios con la siguiente información

Width=90, Height=20. Los demás cuadros se dejan igual, finalmente se da Ok. Ver figura 3.24

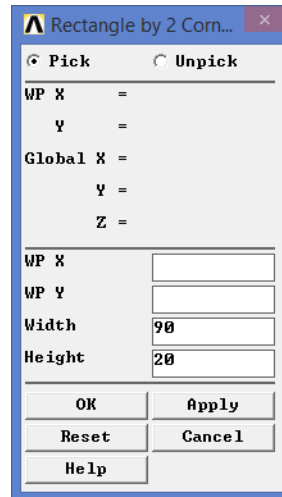


Figura 3.24 Asignación de los valores para las dimensiones del dominio

13) Posteriormente se crea el círculo, se sigue la siguiente ruta

Preprocessor>Modeling>Create>Areas>Circle>Solid Circle

En el cuadro emergente, los espacios se llenan con la siguiente información, como se muestra a continuación. Ver figura 3.25

WP X=15, WP Y=10, "Radius=5

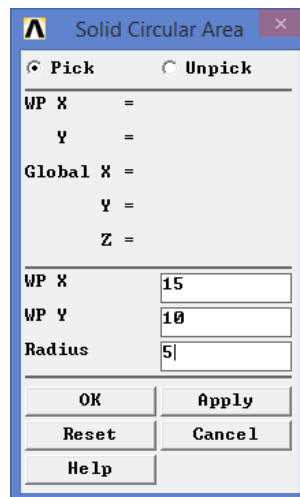


Figura 3.25 Asignación de los valores para la dimensión del círculo.

14) Teniendo el dominio y el círculo ya definidos, se extrae el círculo del área del dominio, de esta manera el programa reconoce la existencia de una figura geométrica dentro del dominio.

Para realizar lo anterior se ingresa al menú principal el siguiente enlace.

Preprocessor>Modeling>Operate>Booleans>Subtract>Areas.

La operación siguiente, es seleccionar el área del dominio, dar click en la ventana, y seleccionar el área del círculo. El resultado final se muestra en la figura 3.26

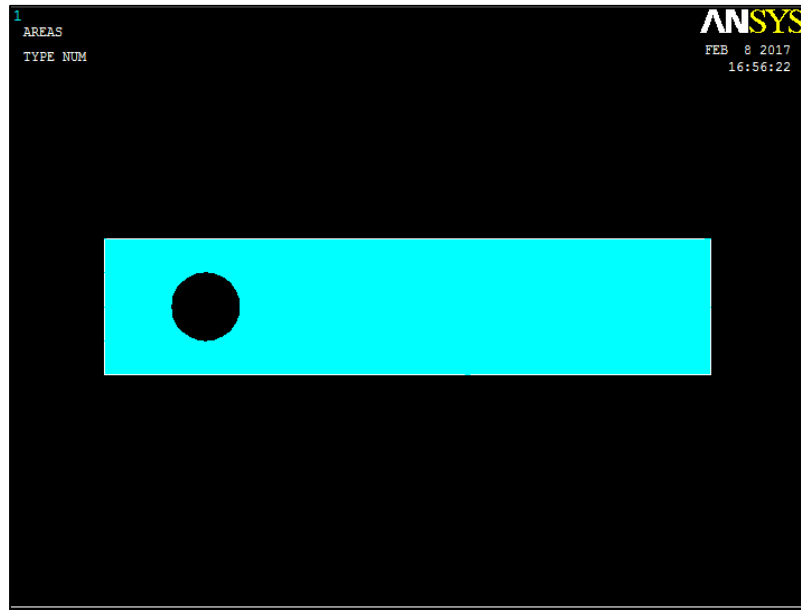


Figura 3.26 Dominio con la extracción del círculo.

3.8.2 DISCRETIZACIÓN

En la fase del enmallado se transforma el elemento físico de estudio con incógnitas infinitas, a uno que tenga un número de incógnitas finitas relacionadas entre sí por elementos volumétricos de volúmenes finitos, capaces de transferir información entre sí, por medio de la interacción de los nodos comunes entre los elementos

Para realizar la discretización se seleccionan las líneas que forman el dominio en elementos con longitudes iguales a una tasa reducida, necesaria por refinamiento en el sitio de interés, donde ocurren los fenómenos hidráulicos a estudiar, de igual manera se hace con las líneas del círculo pero con una tasa de división menor.

15) En el menú principal seleccionar:

Preprocessor>Meshing>Size Cntrls>Manual Size>Lines>Picked Lines

Seleccionar las líneas que conforman el dominio y dar OK en la tabla que aparece en la figura de abajo. Ver figura 3.27.

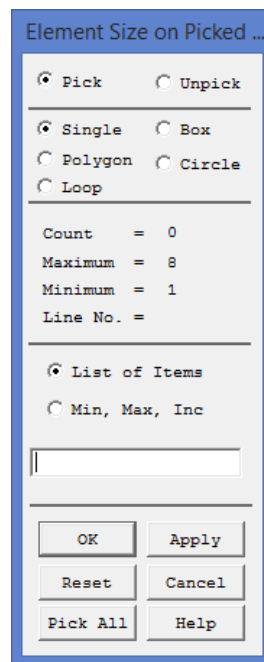


Figura 3.27 Seleccionar Ok en la ventana Element Size Picked

En la ventana emergente asignar el valor de 1 y dar OK. Ver figura 3.28

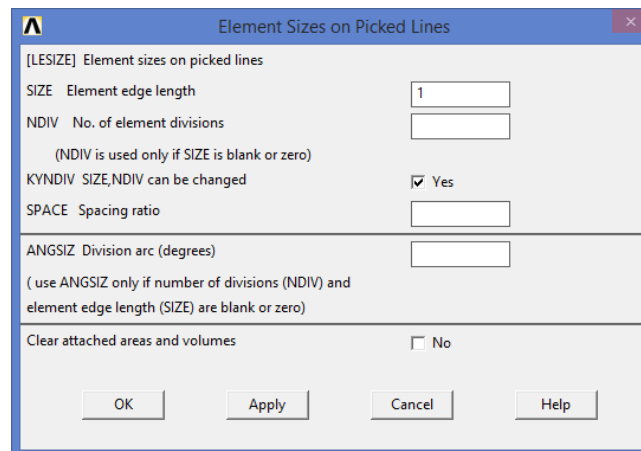


Figura 3.28 Asignación del valor de 1 en la opción Element edge lengt

El paso 15 se repite de la misma manera para las líneas que conforman el círculo a diferencia que el valor será de 0.1. Finalmente se obtiene un resultado como el de la figura 3.29

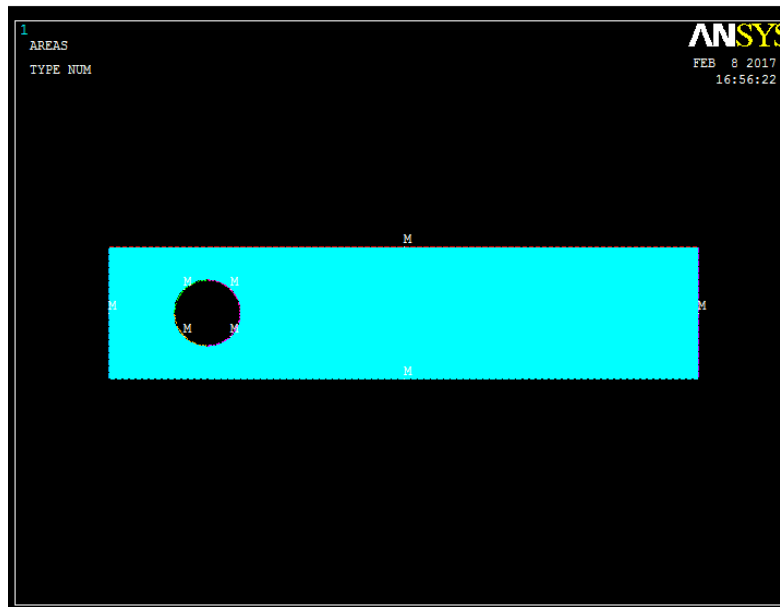


Figura 3.29 Discretización de los elementos para la generación del enmallado

3.8.3. GENERACIÓN DE LA MALLA

16) En el menú principal se sigue la siguiente ruta.

Preprocessor>Meshing>Mesh Tool

Se selecciona la opción Shape y Tri de la tabla emergente, después se selecciona el dominio y se da click en Ok de la tabla. En la figura 3.30 se muestra la tabla emergente

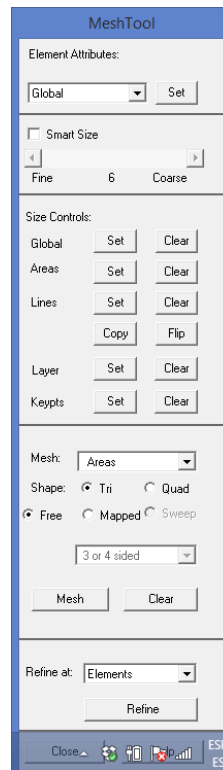


Figura 3.30 Tabla para la sección del tipo de enmallado

Finalmente se genera la malla en el modelo, como se observa en la figura 3.31.

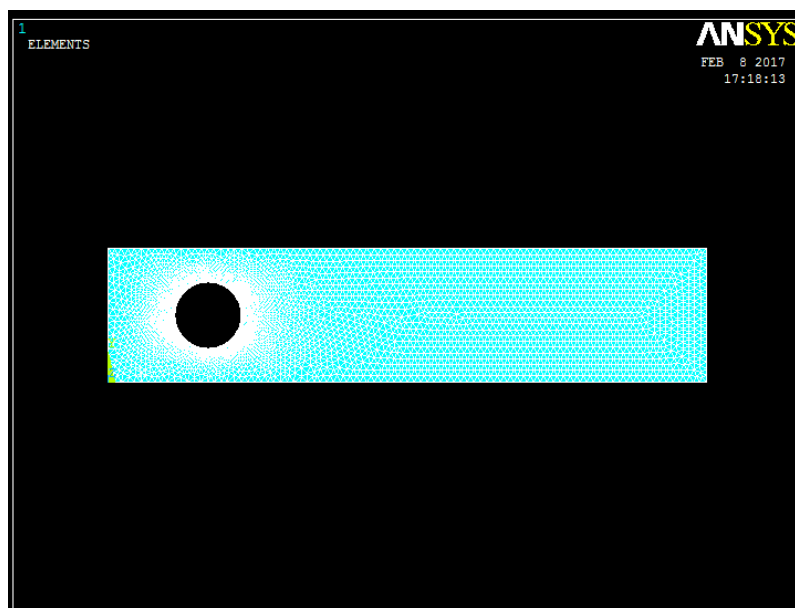


Figura 3.31. Volumen de control enmallado

3.8.4 PROPIEDADES DEL MODELO

A continuación se describe los pasos para ingresar propiedades al modelo como lo son: el número de iteraciones, tipo de flujo, así como propiedades específicas del flujo.

a) Tipo de flujo

17) Del menú principal seguir el siguiente link

Preprocessor>Flotran Set up>Solution Options

En la ventana siguiente seleccionar Steady State, Adiabatic, Turbulento, Incompressible. Los demás datos se quedan igual. Ver figura 3.32

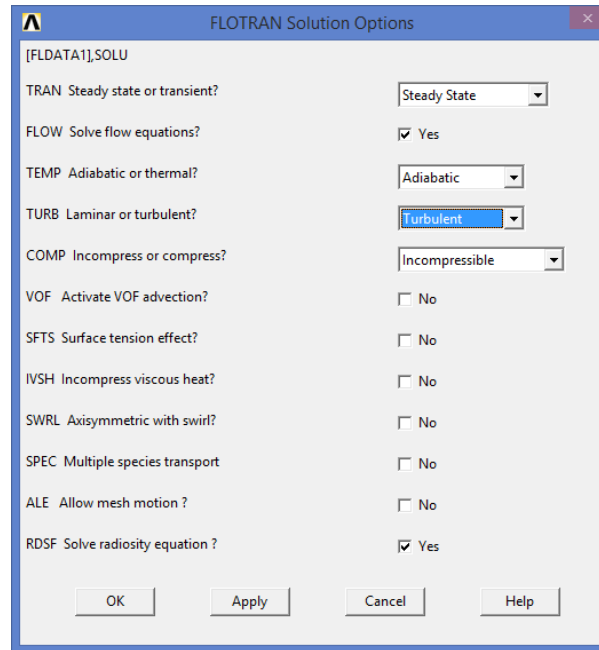


Figura 3.32 Selección de la opción Turbulent

b) Propiedades específicas del fluido

18) En la parte del menú principal seguir el siguiente link

Preprocessor>Flotran Set Up> Fluid Properties

En la siguiente ventana seleccionar la opción CONSTAN para todas las propiedades y dar ok. Ver figura 3.33

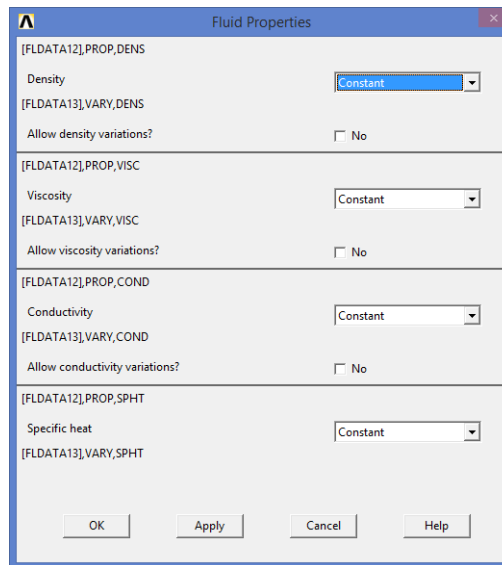


Figura 3.33. Valor constante para todas las propiedades del fluido

En la siguiente ventana asignar el valor de la densidad, la cual corresponde a 998.3 kg/m^3 , para una temperatura de 20°C . Para la viscosidad, para la misma temperatura corresponde un valor de $1.005\text{E-}06 \text{ (m}^2\text{/s)}$. Los demás valores se dejan igual. Ver figura 3.34

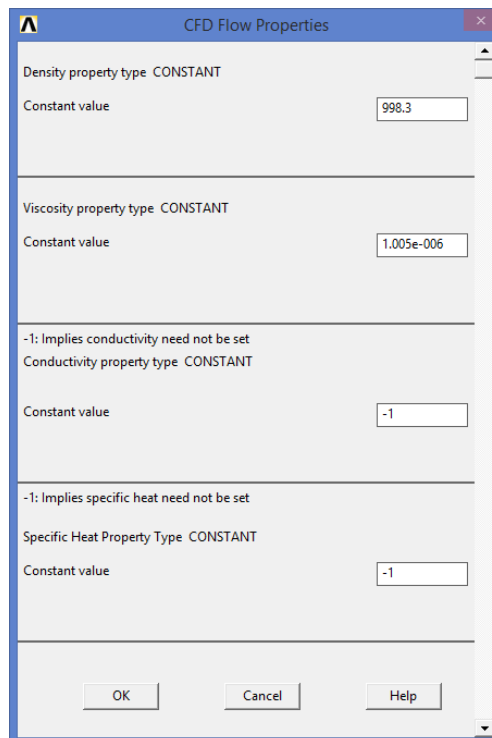


Figura 3.34. Asignación de los valores de densidad y viscosidad al fluido

c) Número de iteraciones

19) Del menú principal seguir la siguiente ruta

Preprocessor>FLOTRAN Set Up>Execution>Ctrl

En la siguiente asignamos el valor de 1000 en el cuadro de texto EXEG Global iterations. Ver figura 3.35

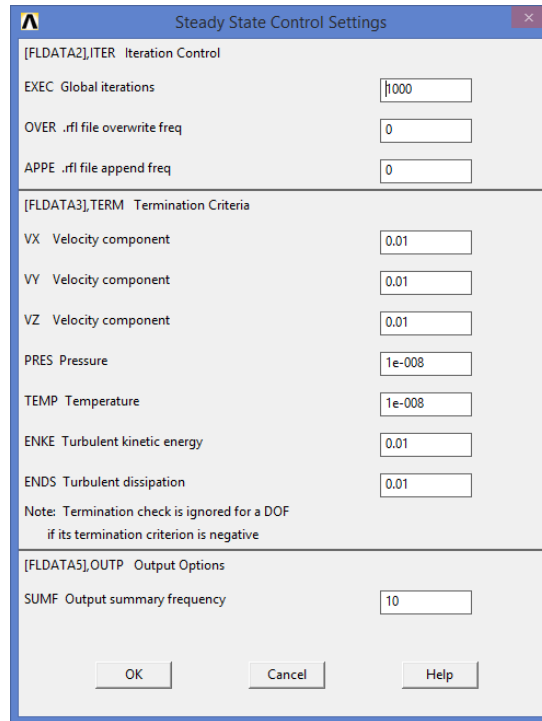


Figura 3.35. Asignación del número de iteraciones al modelo

3.8.5 CONDICIONES DE FRONTERA DEL FLUJO DE ENTRADA

Se asignará la condición de frontera de flujo de entrada, en esta caso será de velocidad.

20) En el menú principal seleccionar la siguiente ruta:

Preprocessor>Loads>Define Loads>Apply>Fluid/CFD>Velocity>On Areas

Seleccionar la línea de entrada que forma el dominio y dar "OK" Figura 3.36.

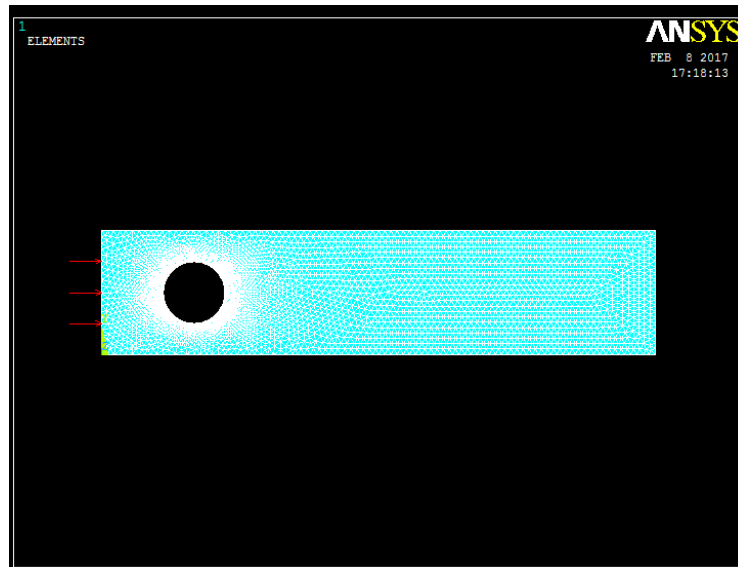


Figura 3.36 Selección de la cara de entrada

En la siguiente ventana asignar $VX=4$ m/s y VY se deja sin valor. Figura 3.37

[DL] Apply Velocity Constraints on lines	
Apply VX load as a	Constant value
If Constant value then:	
VX Load value	4
Apply VY load as a	Constant value
If Constant value then:	
VY Load value	0
Apply VZ load as a	Constant value
If Constant value then:	
VZ Load value	
Apply to endpoints?	☒ Yes
Moving wall?	☐ No
Generalized Symmetry?	☐ No
NOTE: Blank values not interpreted as 0's !!!	
OK	Cancel Help

Figura 3.37 Asignación de los valores VX ; VY

3.8.6 CONDICIÓN DE FRONTERA DEL FLUJO DE SALIDA

En esta parte se le asigna el valor de la presión

21) En el menú principal seguir la siguiente ruta:

Preprocessor>Loads>Define Loads>Apply>Fluid/CFD>Pressure DOF>On Lines

Seleccionar el área de salida. Los resultados se muestran en la figura 3.38.

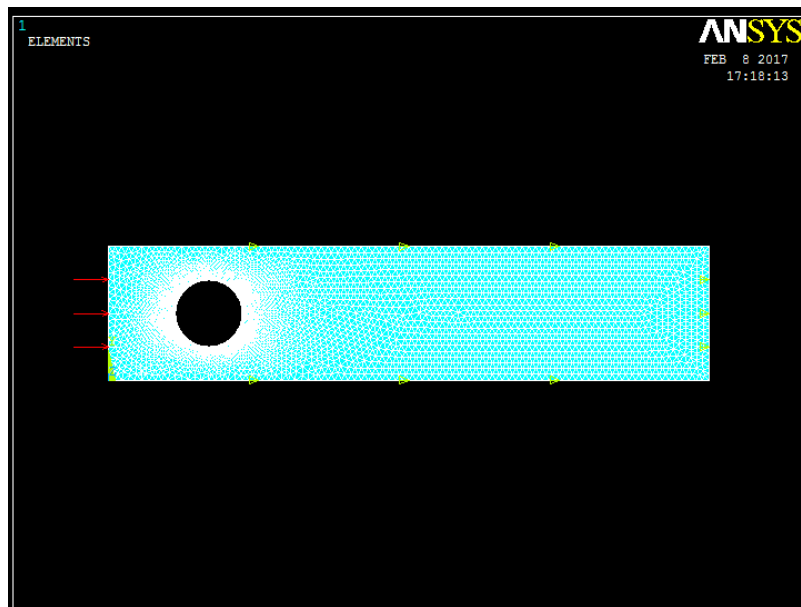


Figura 3.38 Selección de la cara de salida

En la siguiente ventana asignar el valor de CERO en la parte de PRES Pressure value, ya que es una condición inicial. Figura 3.39

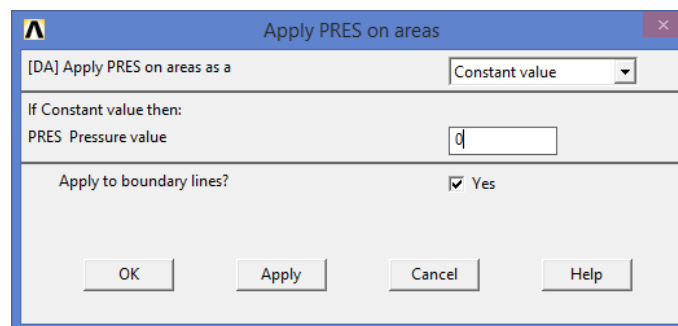


Figura 3.39 Asignación del valor cero a la presión

3.8.7 CONDICIÓN DE FRONTERA EN LA SUPERFICIE SOLIDA DE LA PILA.

22) Debido a que la pila es una superficie sólida, el fluido no puede infiltrarse en el alma de concreto, la componente normal de la velocidad con respecto a la superficie solida a lo largo de aquella cara, en la cual se establece la condición de frontera. Repetir el paso número 20 y seleccionar las líneas que conforman el círculo (pila) En la última ventana asignar: $VX=0$ m/s; $VY=0$ m/s. Ver figura 3.40

[DL] Apply Velocity Constraints on lines	
Apply VX load as a	Constant value
If Constant value then:	
VX Load value	0
Apply VY load as a	Constant value
If Constant value then:	
VY a Load value	0
Apply VZ load as a	Constant value
If Constant value then:	
VZ Load value	
Apply to endpoints?	☒ Yes
Moving wall?	☐ No
Generalized Symmetry?	☐ No
NOTE: Blank values not interpreted as 0's !!!	
OK	Cancel Help

Figura.3.40 Asignación de los parámetros de velocidad para la pila.

En la figura 3.41 se muestra en el resultado de la asignación de las condiciones de frontera

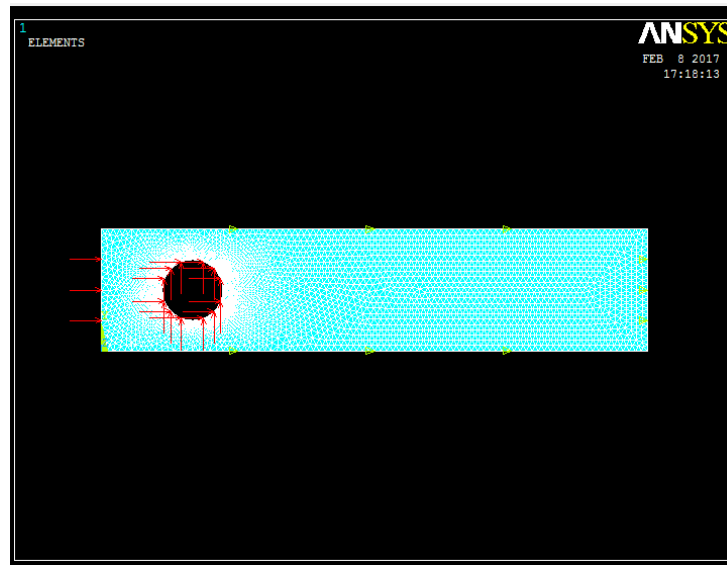


Figura 3.41 Velocidades y presión en el modelo

3.8.8 ESTABILIZACIÓN DEL MOMENTO

En ocasiones al momento de correr el programa, se puede mostrar un error de divergencia y el análisis se detiene por lo que se recomienda asignar un valor entre 0 y 1 a la ecuación de estabilización de momento. Este error suele darse cuando se asigna flujo laminar y es necesario flujo turbulento, no obstante también se puede dar en flujo turbulento, cuando debido a la geometría existen problemas con la viscosidad al momento de resolverlo.

23) En el menú seguir la siguiente ruta:

Preprocessor>FLOTRAN Set Up>Relax/Stab/Cap>MIR Stabilization

Asignar a MOME Momentum Equation el valor de 0.9 y dar OK. Figura 3.42

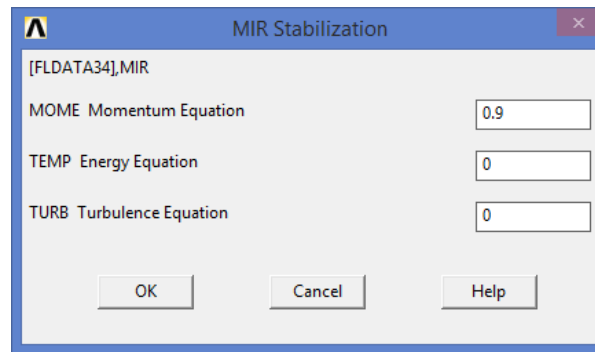


Figura 3.42 Asignación del valor de 0.9 a la opción MOME Momentum Equation.

3.8.9 SOLUCIÓN

24) Finalmente para dar solución al modelo seguir la siguiente ruta

En el menú principal

Solution>Run FLOTRAN

En la figura 3.43 se muestra el resultado de la modelación in situ

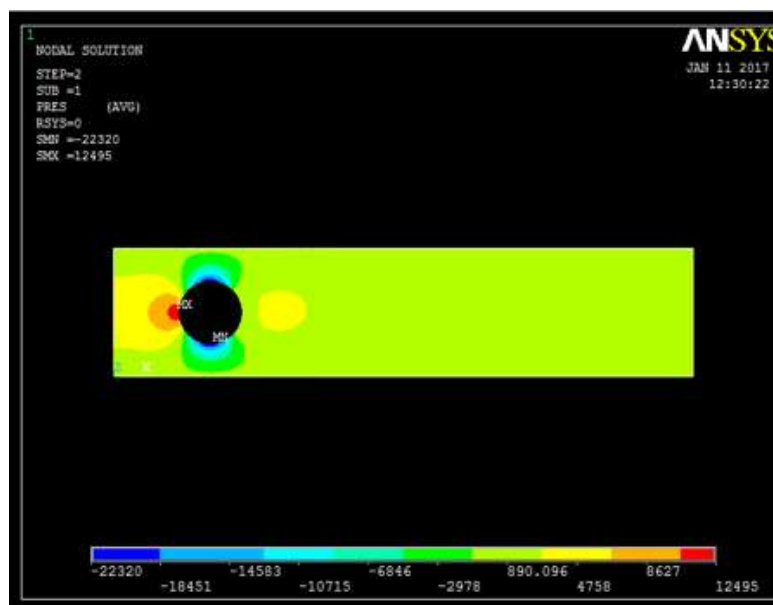


Figura 3.43 Resultado del programa

3.8.10 RESULTADOS

25) Para observar las diferentes opciones de resultados con las que cuenta el programa se muestra el siguiente link

En el menú principal seleccionar:

General Postproc>Results Viewer

La figura 3.44 muestra una barra de menús. En la opción de Pressure se despliega una serie de opciones, se seleccionara la propiedad que se desea ver, ejemplo presiones, velocidad etc (figura 3.45)

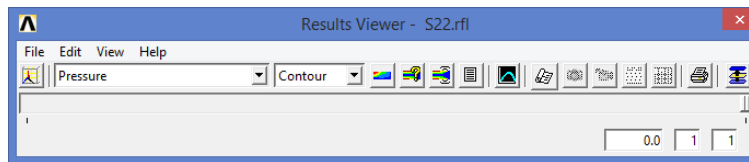


Figura 3.44 Barras de menú

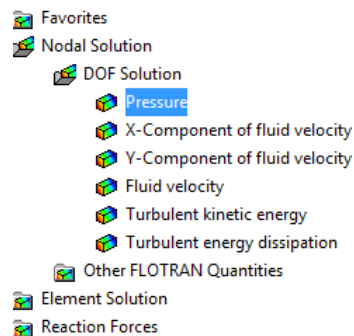


Figura.3.45 Opciones disponibles en la barra de menú.

3.9 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE EN ANSYS (PRIMERA PROPUESTA)

Los pasos mostrados al principio son para el arranque del programa, los cuales para el siguiente ejercicio se omitirán, por lo tanto se empezara con los pasos a partir de la creación de la geometría del dominio y pila.

3.9.1 CONSTRUCCIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL DOMINIO Y PILA

1) Para la realización de la geometría de la pila, hay que tener la geometría del dominio. Para ello se sigue la siguiente ruta en el menú principal.

Preprocessor>Modeling>Create>Rectangle>By 2 Corners

En los cuadros emergentes se llenan los espacios con la siguiente información: Width=90 Height=20. Los demás cuadros se dejan igual, finalmente se da Ok. Ver figura 3.46

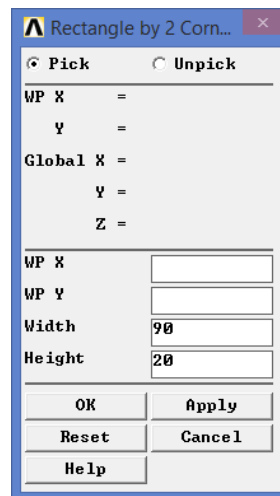


Figura 3.46 Asignación de los valores para las dimensiones del dominio

2) Para la creación de la geometría de la primera propuesta, primero se ingresan las coordenadas de los puntos.

En el menú principal

Preprocessor>Modeling>Create>In Active CS

En la venta se ingresan las coordenadas que formaran la primera propuesta, como se muestra en la figura 3.47

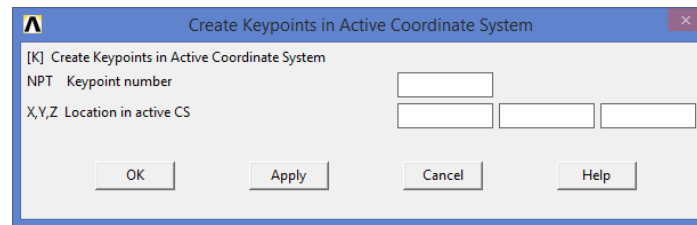


Figura.3.47 Tabla para ingresar las coordenadas de la primera propuesta.

3) Una vez ingresadas las coordenadas, se prosigue a la unión de estas mediante líneas.

Del menu principal

Preprocessor>Modeling>Create>Lines>Straight Line.

Seleccionar los keypoint (coordenadas) para formar las líneas, que a su vez formaran la primera propuesta, la unión de los keypoint se muestran en la figura 3.48.



Figura 3.48 Coordenadas unidas de la primera propuesta, así como el dominio donde se va a modelar.

4) Teniendo el dominio y la figura de la primera propuesta ya definidos, se prosigue a la extracción de la figura de la primera propuesta del área del dominio, de esta manera el programa reconoce la existencia de una figura geométrica dentro del dominio.

Para realizar lo anterior se ingresa al menú principal siguiente el siguiente enlace.

Preprocessor>Modeling>Operate>Booleans>Subtract>Areas.

Seleccionar el área del dominio, dar click en la ventana, después seleccionar el área de la primera propuesta. El resultado final se muestra en la figura 3.49.

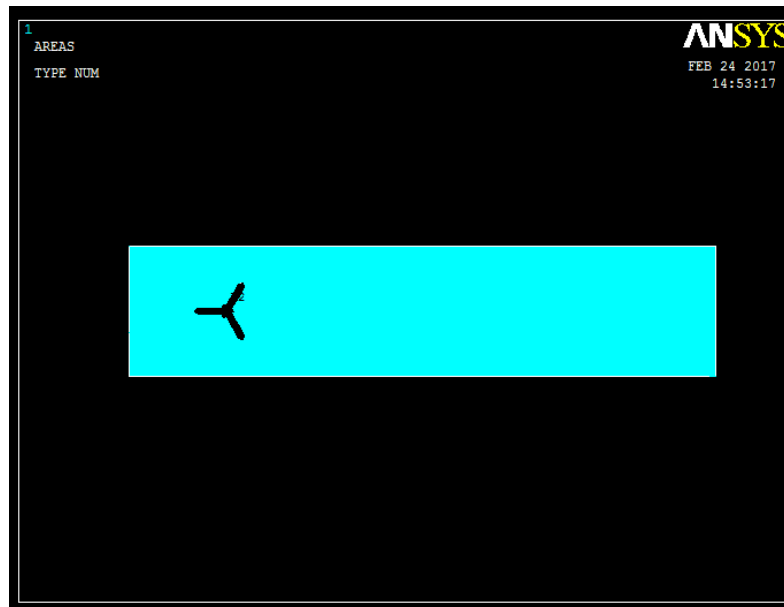


Figura 3.49 Resultado final del área extraída del dominio.

3.9.2 DISCRETIZACIÓN

Para realizar la discretización se seleccionan las líneas que forman el dominio dividiéndolas en elementos con longitudes iguales a una tasa reducida, necesaria por refinamiento en el sitio de interés, donde en teoría ocurren los fenómenos hidráulicos a estudiar, de igual manera se hace con las líneas de la primera propuesta pero con una tasa de división menor.

5) En el menú principal seleccionar:

Preprocessor>Meshing>Size Cntrls>Manual Size>Lines>Picked Lines

Seleccionar las líneas que conforman el domino y dar OK en la tabla de la figura 3.50

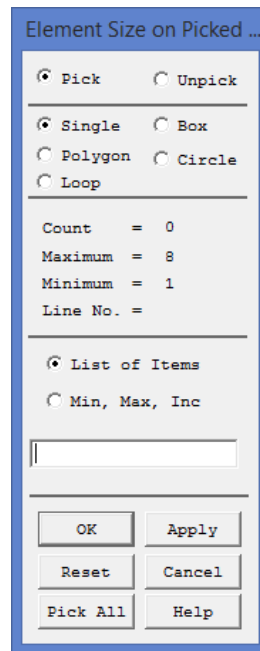


Figura 3.50 Seleccionar Ok en la ventana Element Size Picked

En la ventana emergente asignar el valor de 1 y dar OK. Figura 3.51

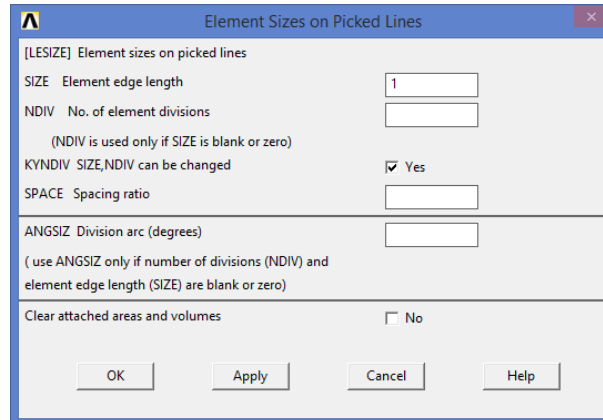


Figura 3.51 Asignación del valor de 1 en la opción Element edge lengt

El paso 5.se repite de la misma manera para las líneas que conforman la primera propuesta) a diferencia el valor será de 0.1. En la figura 3.52 se muestra el resultado final.

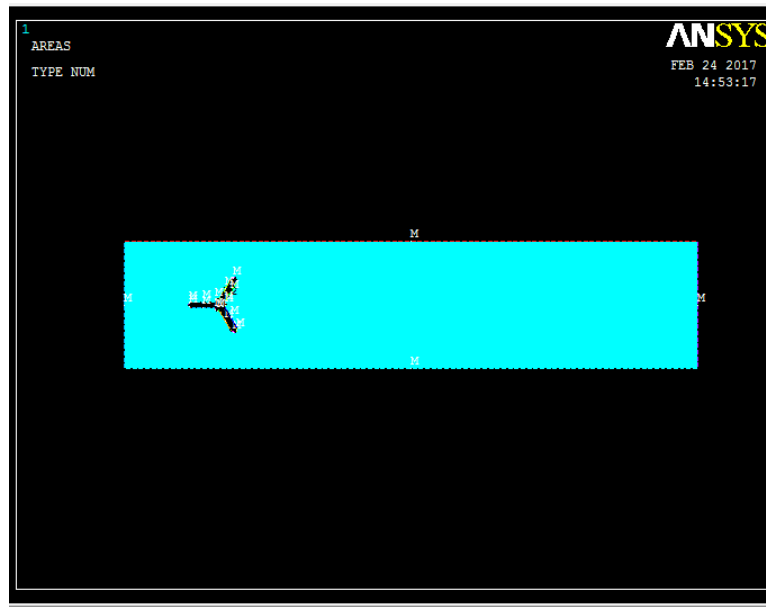


Figura 3.52 Discretización de los elementos para la generación del enmallado

3.9.3 GENERACIÓN DE LA MALLA

6) En el menú principal se sigue la siguiente ruta.

Preprocessor>Meshing>Mesh Tool

Seleccionar la opción Shape y Tri de la tabla emergente, después se selecciona el dominio y se da click en Ok de la tabla. Figura 3.53

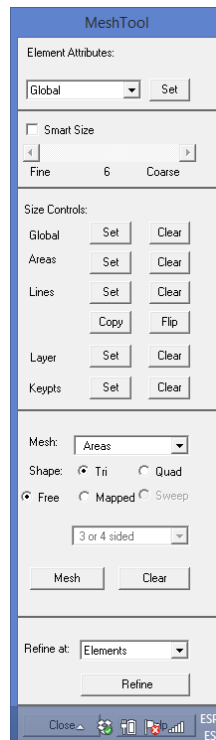


Figura.3.53 Tabla para la sección del tipo de enmallado

Finalmente se genera la malla en el modelo, como se observa en la figura 3.54

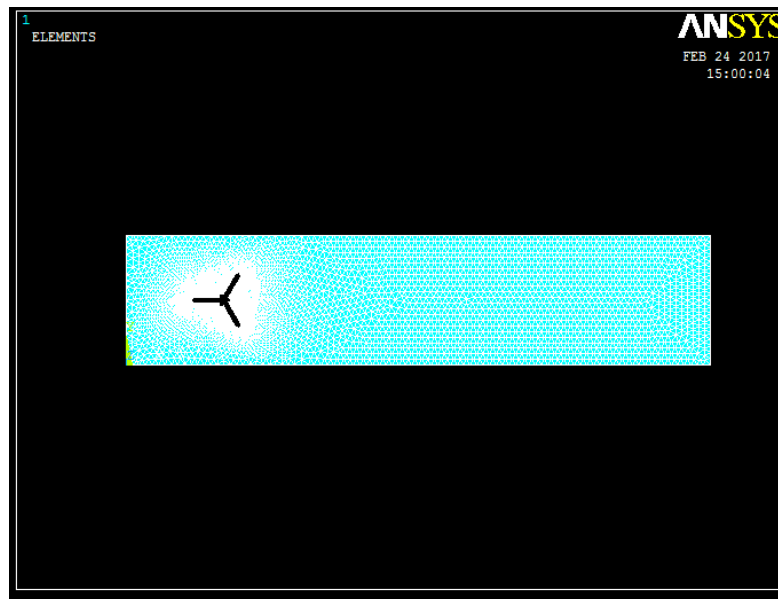


Figura 3.54. Volumen de control enmallado.

3.9.4 PROPIEDADES DEL MODELO

a) Tipo de flujo

7) Del menú principal seguir el siguiente link

Preprocessor>Flotran Set up>Solution Options

En la ventana siguiente seleccionar “Steady State”, “Adiabatic”, Laminar, Incompressible. Los demás datos se quedan igual. Figura 3.55.

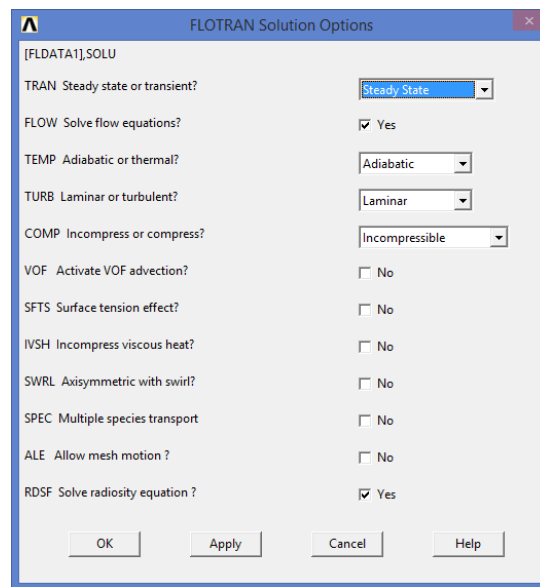


Figura 3.55 Selección de la opción Laminar

b) Propiedades específicas del fluido

8) En la parte del menú principal seguir el siguiente link

Preprocessor>Flotran Set Up> Fluid Properties

En la siguiente ventana seleccionar la opción CONSTAN para todas las propiedades y dar ok. Figura 3.56

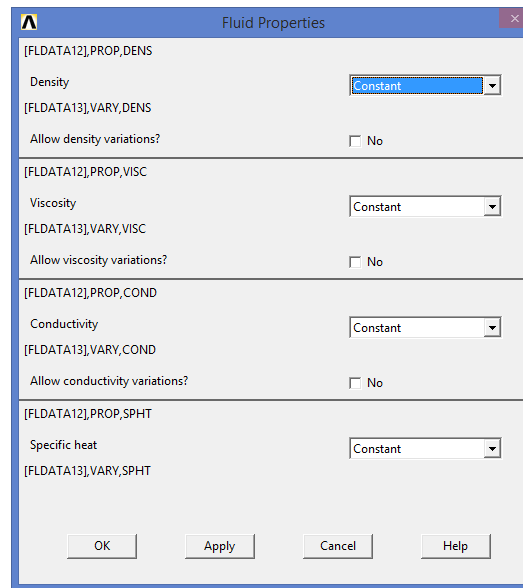


Figura 3.56. Valor constante para todas las propiedades del fluido.

En la siguiente ventana asignar el valor de la densidad, la cual corresponde a 998.2 [kg/m³], para una temperatura de 20°C

Para la viscosidad, para la misma temperatura corresponde un valor de 1.005E-06[m²/s]. Los demás valores se dejan igual. Figura 3.57

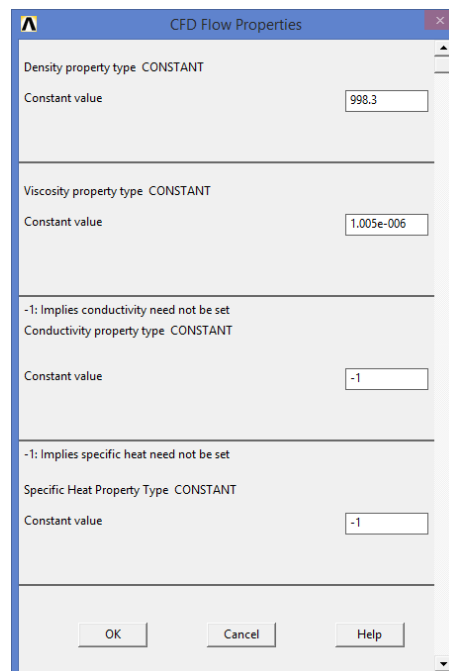


Figura 3.57. Asignación de los valores de densidad y viscosidad al fluido

c) Número de iteraciones

9) Del menú principal seguir la siguiente ruta

Preprocessor>FLOTRAN Set Up>Execution>Ctrl

En la siguiente asignamos el valor de 1000 en el cuadro de texto “EXEC Global iterations”. Figura 3.58

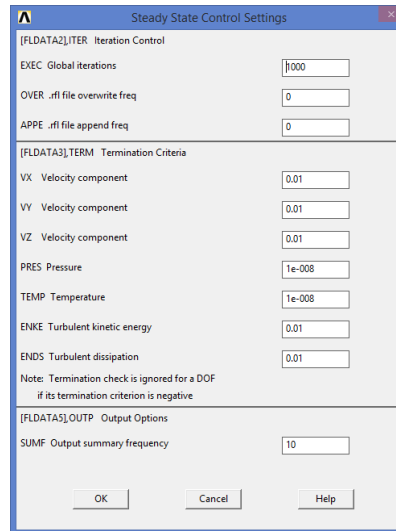


Figura 3.58. Asignación del número de iteraciones al modelo

3.9.5 CONDICIONES DE FRONTERA DEL FLUJO DE ENTRADA

10) Se asignara la condición de frontera de entrada (velocidad)

En el menú principal seleccionar la siguiente ruta:

Preprocessor>Loads>Define Loads>Apply>Fluid/CFD>Velocity>On Lines

Seleccionar la línea de entrada que forma el dominio y dar OK.

En la siguiente ventana asignar $VX=4$ m/s y VY se deja sin valor. Figura 3.59

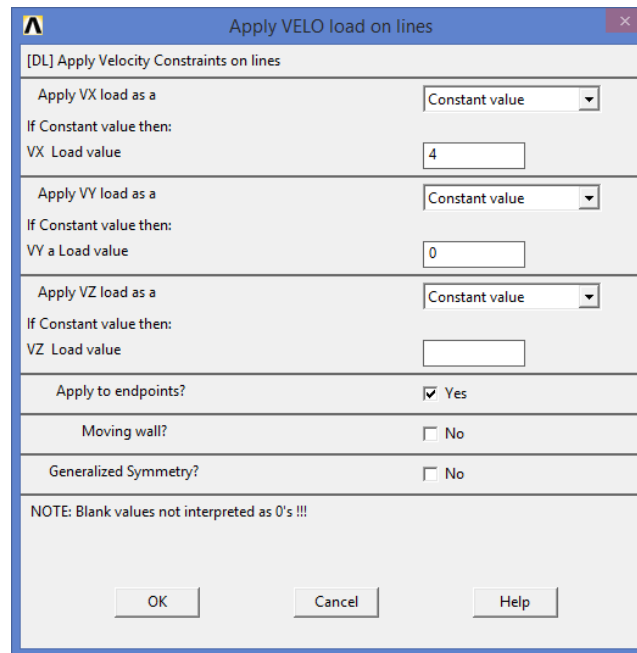


Figura 3.59 Asignación de los valores VX; VY

La figura 3.60 muestra el resultado de la aplicación de la velocidad

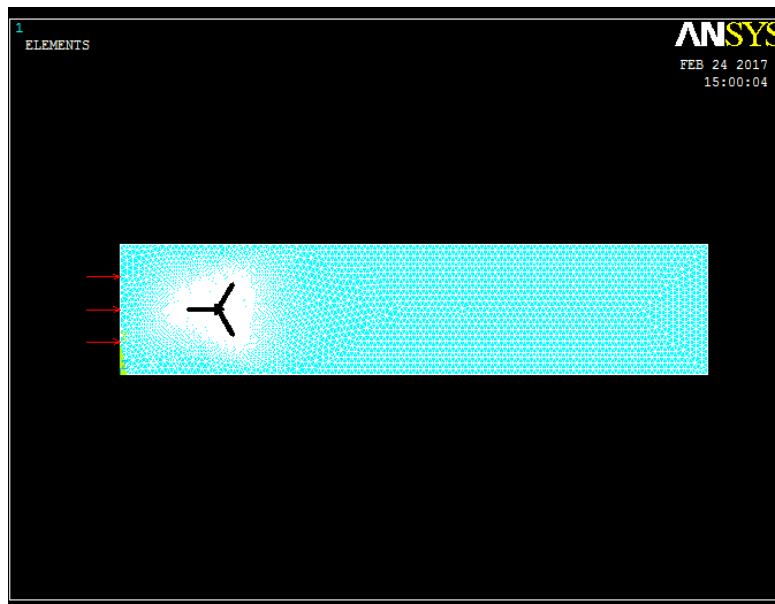


Figura 3.60 Asignación de la condición de frontera de entrada del dominio.

3.9.6 CONDICIÓN DE FRONTERA DEL FLUJO DE SALIDA

11) En esta parte se le asigna el valor de la presión al dominio. En el menú principal seguir la siguiente ruta:

Preprocessor>Loads>Define Loads>Apply>Fluid/CFD>Pressure DOF>On Lines

Seleccionar el área de salida. En la siguiente ventana asignar el valor de CERO en la parte de PRES Pressure value, ya que es una condición inicial. Figura 3.61

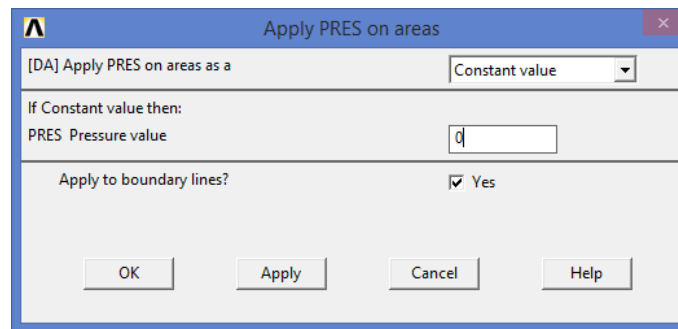


Figura 3.61 Asignación del valor cero a la presión.

El resultado de la asignación de la presión se muestra a continuación. Figura 3.62

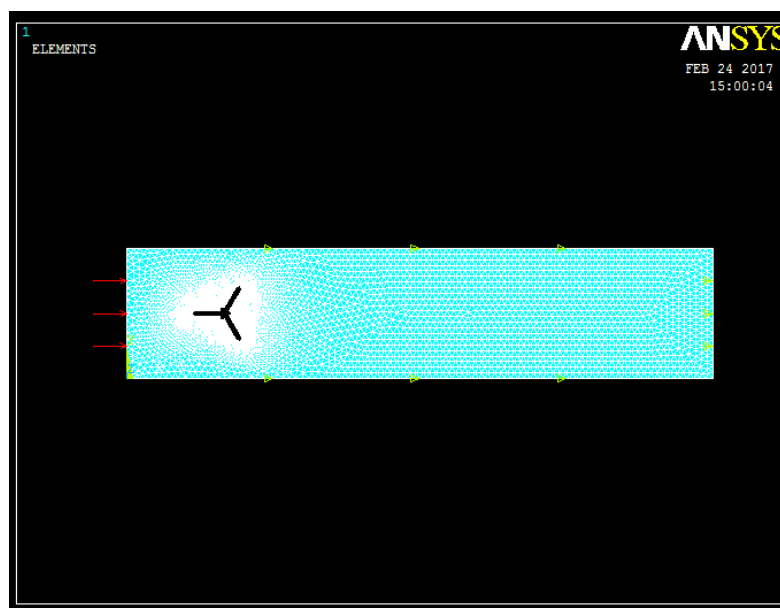


Figura 3.62 Asignación de la condición de frontera de salida

3.9.7 CONDICIÓN DE FRONTERA EN LA SUPERFICIE SOLIDA DE LA PILA

Repetir el paso número 10 para ingresar la velocidad en la pila, seleccionar las líneas que conformar la pila (primera propuesta), en lugar de la línea del dominio

En la última ventana asignar: $VX=0$ m/s; $VY=0$ m/s

La figura 3.63 muestra el resultado de la asignación de las condiciones de contorno

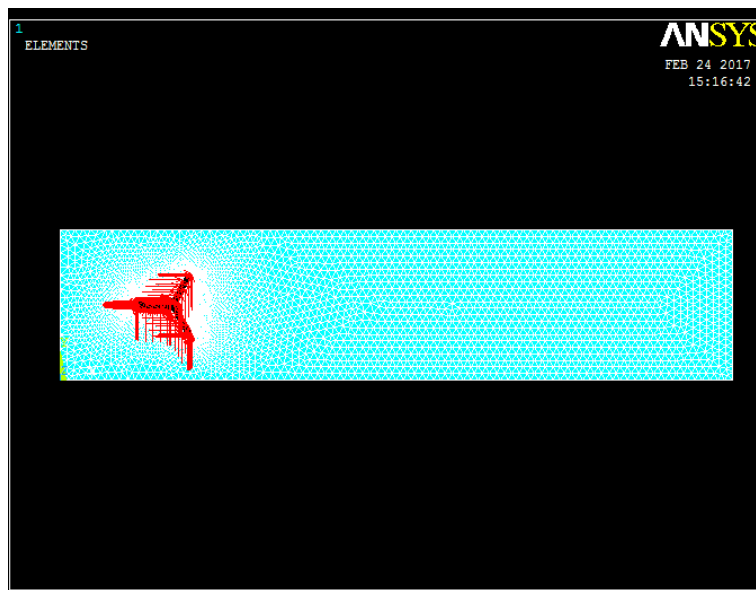


Figura 3.63 Velocidades y presión en el modelo

3.9.8 ESTABILIZACIÓN DEL MOMENTO

12) En el menú seguir la siguiente ruta:

Preprocessor>FLOTTRAN Set Up>Relax/Stab/Cap>MIR Stabilization

Asignar a MOME Momentum Equation el valor de 0.9 y dar OK. Figura 3.64

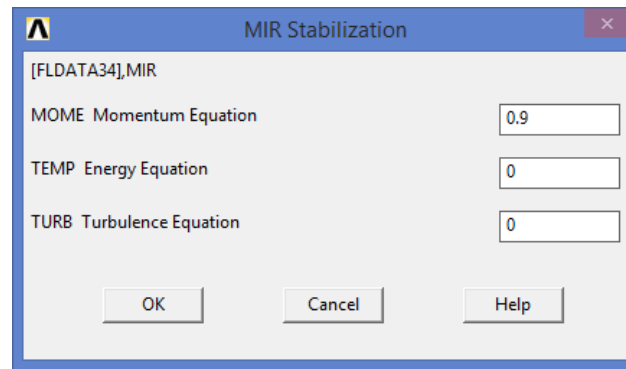


Figura 3.64 Asignación del valor de 0.9 a la opción MOME Momentum Equation

3.9.9 SOLUCIÓN

Finalmente para dar solución al modelo seguir la siguiente ruta

13) En el menú principal

Solution>Run FLOTRAN

En la figura 3.65 se muestra el resultado de las presiones de la primera propuesta

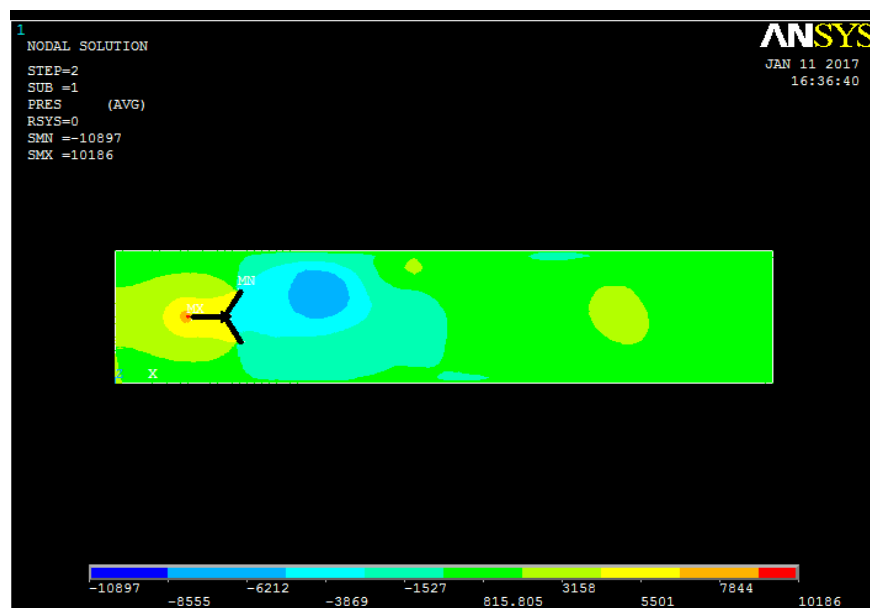


Figura 3.65 Resultado de la primera propuesta

3.9.10 RESULTADOS

La figura 3.66 muestra una barra de menús. En la opción de Pressure se despliega una serie de opciones, se seleccionara la propiedad que se desea ver, ejemplo presiones, velocidad etc (figura 3.67)

14) En el menú principal seleccionar:

General Postproc>Results Viewer

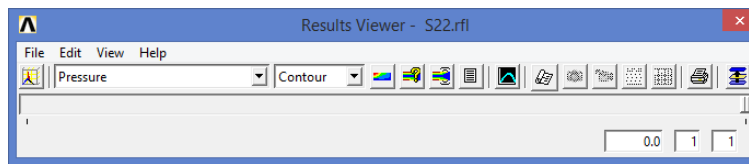


Figura 3.66 Barras de menú

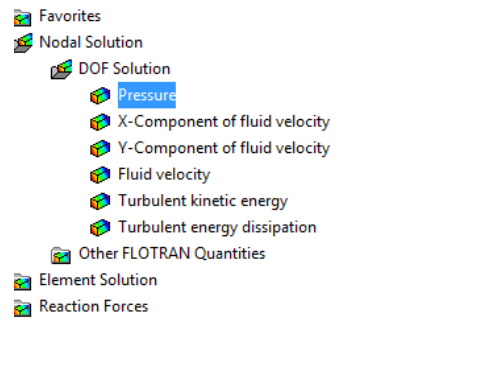


Figura 3.67. Opciones disponibles en la barra de menú

3.10 METODOLOGIA PARA LA OBTENCION DE LOS COEFICIENTES DE ARRASTRE EN ANSYS (SEGUNDA PROPUESTA)

Para la realización de este ejercicio se omitirán algunos pasos ya conocidos, por lo cual solo se ejemplificara la creación de la figura para la segunda propuesta, así como los resultados de esta, los demás pasos son los mismos que el ejercicio de la primera propuesta.

3.10.1 CONSTRUCCIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA PILA

1) Para la creación de la geometría de la segunda propuesta, primero se ingresan las coordenadas de los puntos que formaran la figura

En el menú principal

Preprocessor>Modeling>Create>In Active CS

En la venta se ingresan las coordenadas que formaran la segunda propuesta, como se muestra en la figura 3.68

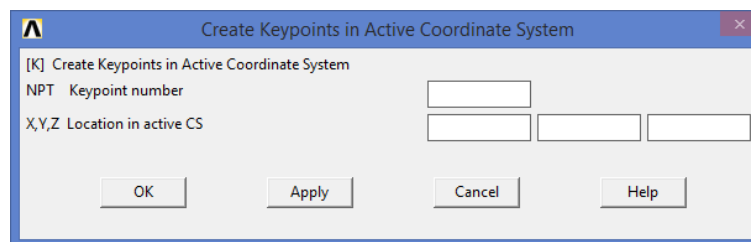


Figura 3.68 Tabla para ingresar las coordenadas de la segunda propuesta

2) Una vez ingresadas las coordenadas, se prosigue a la unión de estas mediante líneas.

Del menú principal

Preprocessor>Modeling>Create>Lines>Straight Line

Seleccionar los keypoint para formar las líneas, que a su vez formaran la segunda propuesta.

Para la creación del arco se ingresa el comando LFILLT, L1, L2, RAD, PCENT coordenada del centro, donde para ejecutarlo se ingresa la palabra LFILLT, seguida de las líneas que formaran el arco, separadas por una coma, seguida del radio que forma el arco con su respectiva coordenada del centro del círculo, ambos números separados por una coma

Este comando se utiliza para la creación de los tres semicírculos que forman la segunda propuesta. El resultado se muestra en la figura 3.69

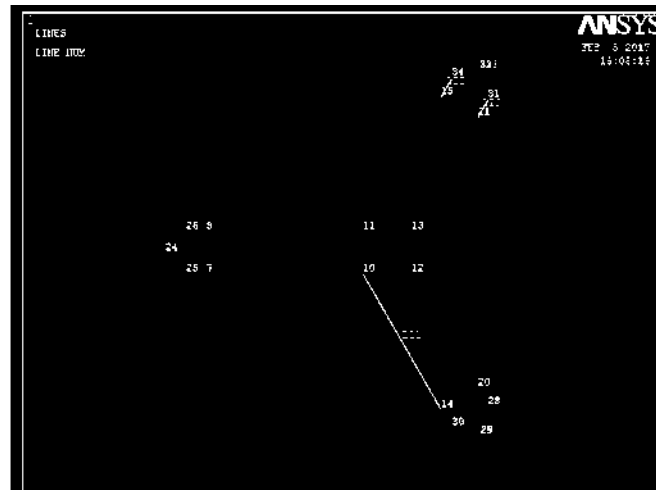


Figura 3.69. Creación de la figura geométrica de la segunda propuesta.

3) Posteriormente se necesita unir las líneas de la figura para crear el área que forman éstas; de otra manera el programa no reconoce a las líneas como un área sólida

Del menu principal

Preprocessor>Modeling>Create>Areas>Arbitray>By Lines

En figura 3.70 se guardan las líneas seleccionadas.

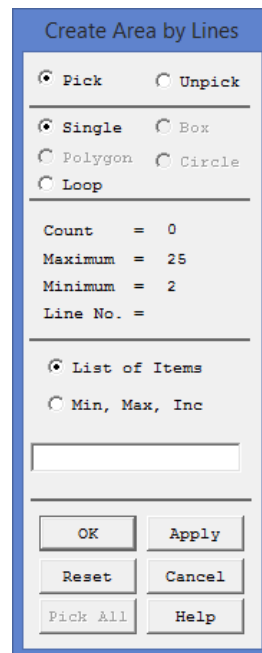


Figura.3.70 Tabla donde se guardan las líneas seleccionadas

Seleccionar todas las líneas que conforman la imagen y dar Ok, el área definida se muestra en la figura 3.71

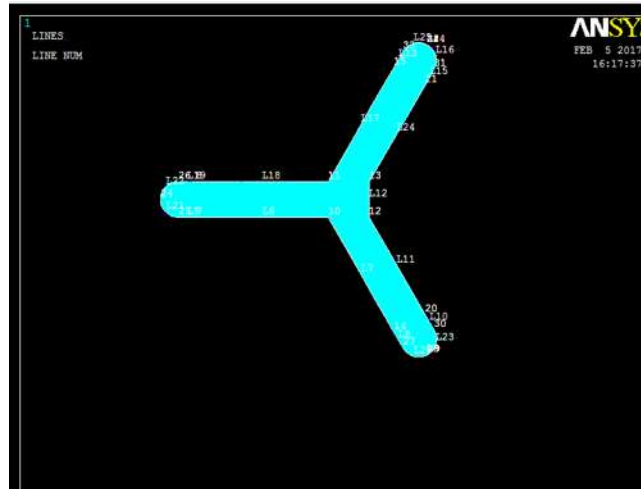


Figura 3.71 Área segunda propuesta.

4) Teniendo el dominio y la geometría de la segunda propuesta ya definidos, se prosigue a la extracción de la segunda propuesta del área del dominio,

Preprocessor>Modeling>Operate>Booleans>Subtract>Areas.

La operación siguiente, es seleccionar el área del dominio, dar click en la ventana, y seleccionar el área de la segunda propuesta. El modelo con el área extraída se muestra en la figura 3.72

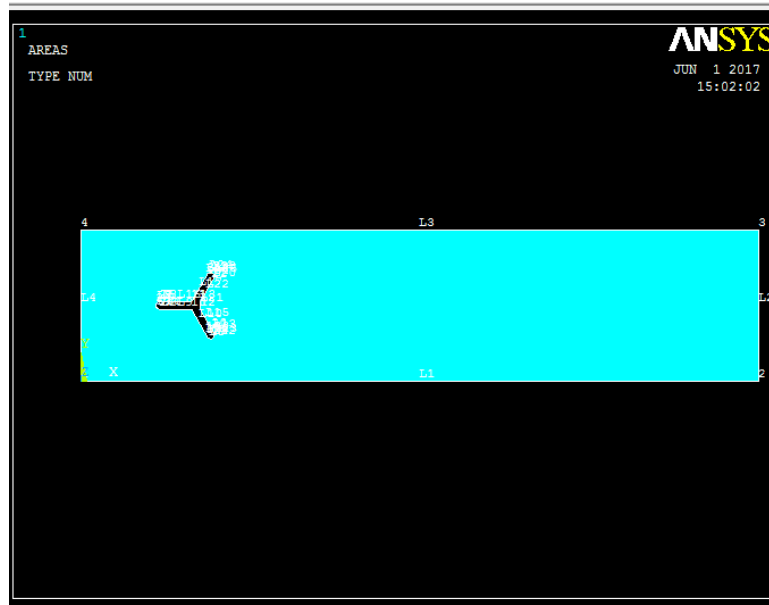


Figura 3.72. Modelo de la segunda propuesta con el área extraída

3.10.2 SOLUCIÓN

Para la solución seguir la siguiente ruta

13) En el menú principal

Solution>Run FLOTRAN

Finalmente se muestra los resultados de las presiones de la segunda propuesta en la figura 3.73

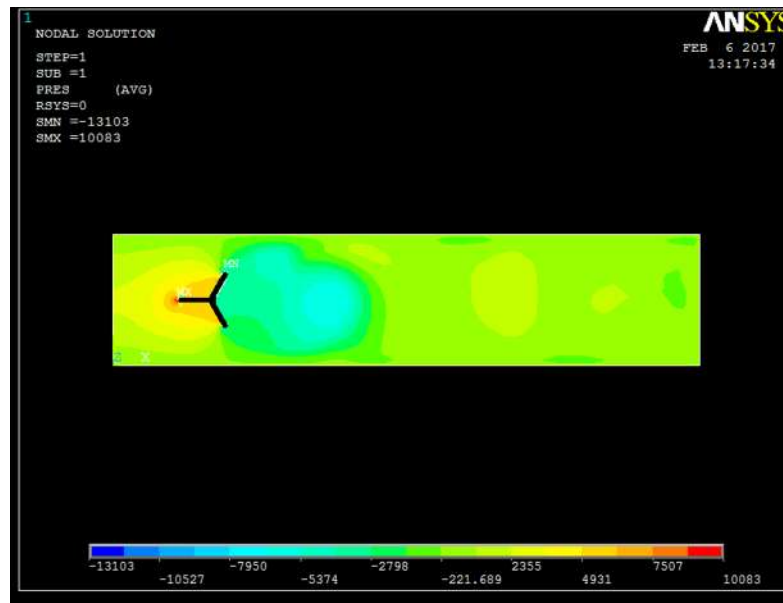


Figura 3.73. Resultados de la segunda propuesta.

3.11 CONCLUSIONES

En el presente capítulo se realizó una modelación de una propuesta hidrodinámica para la forma de las pilas, con el fin de reducir los coeficientes de arrastre, de esta manera la fuerza del agua disminuirá, trayendo consigo una disminución en la socavación.

Se realizaron dos propuestas basadas en la forma del edificio del Must Dubai, debido a que esta forma dio buenos resultados en la disminución de la fuerza del viento. Para comparar los resultados se utilizó una geometría con coeficiente de arrastre determinado el cual fue el círculo.

En la primera propuesta la forma de las extremidades de la figura estaban en forma de triángulo, se realizó la modelación dando como resultado un coeficiente de arrastra mayor al de una circunferencia, se observó que la forma triangular de la punta aumento la fuerza de la presión del agua, no permitiendo la disipación de la presión del agua.

En la segunda propuesta se cambió la forma de las extremidades por una semicircunferencia, al realizarse la modelación los resultados dieron un coeficiente de arrastre menor al de una circunferencia, esto debido a que forma semicircular de las extremidades de la propuesta disminuían la presión del agua.

Ahora se puede proponer una nueva forma para las pilas de los puentes.

Los resultados de los coeficientes de arrastre es recomendable compararlos con una investigación de laboratorio, donde se mida el nivel de socavación disminuido.

3.12 BIBLIOGRAFIA Y RERENCIAS

Baker, W, F. and et cols. (2009). The challenges in designing the world's tallest structure: The Burj Dubai Tower. 1471-1480

Hernando, I,. and Torres, S.A. (2008). Modelo tridimensional del flujo de aguas en pilas de puente por simulación numérica. Tesis de licenciatura. Universidad Francisco de Paula Santander. San José de Cúcuta. Colombia.

Rosales, I,. (2016). Coeficientes aerodinámicos de tableros de puentes. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F. México.

Sotelo, G, .2009. Hidráulica general. México D.F. México. Editorial Limusa.

White, F. 2008. Mecánica de fluidos. Madrid. España. Editorial Mc Graw Hill.

CAPÍTULO

4

ANÁLISIS DE PÉRDIDA DE RIGIDEZ DE APOYO EN LA PILA DE UN PUENTE DEBIDO A LA SOCAVACIÓN

4.1 ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO

El esfuerzo cortante del suelo una de las propiedades que es de gran interés conocer. Este valor se utilizara para poder simular el comportamiento del suelo bajo la cimentación del puente. Estas propiedades son obtenidas mediante la realización de pruebas mecánicas y geotécnicas en el lugar de interés. Sin embargo en suelos arenosos, al igual que en gravas, la obtención de muestras inalteradas es difícil

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte (VS) es de gran utilidad en la geotecnia, ya que con este valor se pueden determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G), inferir densidad en campo, estimar el estado de esfuerzos, estimar la cementación natural o evaluar la alteración de una muestra. La relación entre VS y el modulo cortante (G) está dado por la ecuación 4.1:

$$G = \rho VS^2 \quad 4.1$$

Donde ρ =densidad del material $\frac{t}{m^3}$ VS^2 =velocidad de onda de corte $\frac{m}{s}$

Para obtener el valor de la velocidad de onda de cortante se aplican las ecuaciones de Ohta y Goto (1978)

La ecuación 4.2 es la propuesta por Ohta y Goto (1978) para arcillas

$$VS = 62.14N^{0.219}D^{0.23} \quad 4.2$$

La ecuación 4.3 es propuesta por Ohta y Goto (1978) para arenas:

$$VS = 96N^{0.17}D^{0.2}$$

4.3

Dónde: N =resistencia a la penetración estándar D = profundidad en metros

4.2 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

El fenómeno de interacción suelo estructura existe cuando las características del suelo influyen en la respuesta estructural. La socavación reduce la longitud de empotramiento de las pilas y aumenta el periodo fundamental, lo que puede provocar el colapso.

La interacción suelo estructura incorpora las características del suelo, cimentación y estructura en un análisis integral para obtener propiedades dinámicas, desplazamientos y elementos mecánicos. En un análisis sísmico la interacción presenta dos tipos, cinemática; que es la provocada por la masa del suelo y b) inercial, por efecto de interacción de las masas de suelo-cimentación-estructura. En la mayoría de los casos resulta conservador efectuar el análisis de interacción inercial, esta idea se utiliza en el presente trabajo.

Formas de análisis

Existen varias formas para modelar la interacción suelo estructura, a continuación se muestran

a) Modelos de resortes equivalentes

Es el modelo más simple para el análisis del movimiento de giro de una estructura, por la acción de fuerzas excitantes; se supone soportada por resortes, que representan las características del terreno. Ver figura 4.1. El resorte que resiste la rotación de la estructura se denomina de rotación angular; se puede incluir amortiguamiento del terreno, si se considera conveniente.

La evaluación correcta de la interacción suelo-estructura debe realizarse con 6 resortes en total, 3 lineales y 3 de tipo angular; sus valores pueden calcularse de manera teórica o experimental. Gazetas y Dobry han obtenido expresiones teóricas para la evaluación de los seis resortes en cada dirección de desplazamiento

b) Modelo del terreno de masas concentradas.

El suelo se representa por medio de masas concentradas, eslabonadas verticalmente. Ver figura 4.2; cada estrato tiene una constante de resorte y el coeficiente de amortiguamiento que corresponde a cada estrato del terreno. Estas propiedades son difíciles de determinar y el modelo no toma en cuenta la disipación de energía. Además la hipótesis de modelar al suelo como infinitamente rígida no es muy válida.

c) Modelo del medio seminfinito

El suelo se modela como un cuerpo elástico, uniforme o seminfinito viscoelástico. Se puede incluir el amortiguamiento del suelo en el análisis, si se considera como un cuerpo viscoelástico. Ver figura 4.3

d) Modelo de elementos finitos.

El terreno es discretizado en elementos finitos. Ver figura 4.4; en este tipo de modelo se toma en cuenta la no uniformidad de las propiedades de suelo. El comportamiento inelástico del suelo se considera por medio de ecuaciones constitutivas no lineales; como desventaja se tiene un alto costo de análisis, por el tiempo de procesamiento de las máquinas.

La discretización para un modelo de elemento finito se debe seleccionar cuidadosamente, si el terreno está estratificado en forma horizontal y en cada estrato con propiedades uniformes, la discretización unidimensional resulta adecuada. Para terrenos confinados en un valle largo y estrecho, será útil un modelo bidimensional. En cualquier caso, debe definirse una frontera rígida, donde disipar la energía del movimiento.

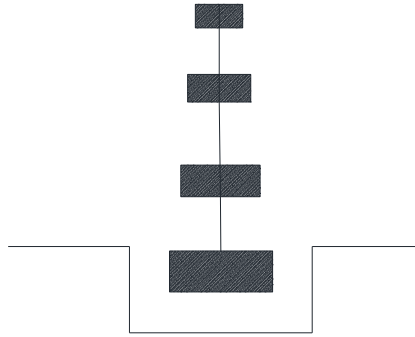


Figura.4.1 Modelo de resortes sin considerar la masa del suelo

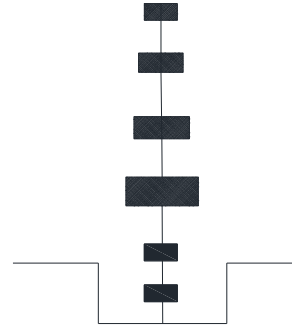


Figura.4.2 Modelo de resortes con masa de suelo concentrada.

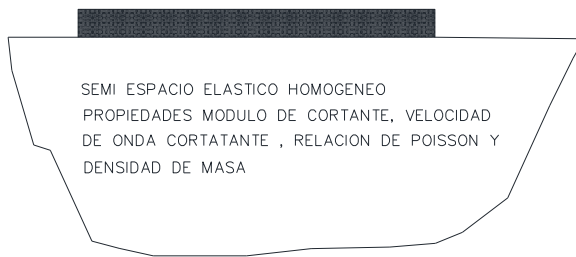


Figura 4.3 Modelo del espacio semiinfinito

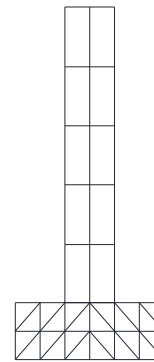


Figura 4.4. Modelo del elemento finito

4.3 MODELOS DE RESORTE EQUIVALENTE DEL TERRENO

4.3.1 ECUACIONES DE RIGIDEZ ESTÁTICA PARA RESORTES EQUIVALENTES.

El suelo sobre el que está desplantado la cimentación se considera como un espacio semiinfinito de comportamiento elástico, homogéneo e isótropo, el cual es representado por resortes lineales y angulares

En condiciones de carga estática, Gazetas y Dobry, proponen las expresiones de la tabla 4.1 para evaluar la rigidez del suelo en translación y giro, en cimentaciones con distinta forma geométrica. Otros investigadores en vez de utilizar la geometría real de la estructura ocupan una cimentación circular con radio equivalente, el que varía con el modo de vibrar analizado

Tabla 4.1 Expresiones para el cálculo de rigidez estática

Módulo de vibración				No. ecuación
	Forma general	Circulo	Tipo lineal	
Vertical	$K_z = S_z 2LG(1 - \nu)$ $S_z = 0.8 \text{ para } \frac{A}{4L^2} < 0.02$ $S_z = 0.73 + 1.54 \left(\frac{A}{4L^2} \right) > 0.02$	$K_z = 4GB/(1 - \nu)$	$K_z/2L = 0.8G/(1 - \nu)$	4.4
Dirección horizontal y (dirección corta)	$K_y = S_y 2LG/(2 - \nu)$ $S_y = S_y 2LG/(2 - \nu)$ $S_y = 4.5 \left(\frac{A}{4L^2} \right)^{0.38}, \text{ si } \frac{A}{4L^2} > 0.16$	$K_y = 8GB/(2 - \nu)$	$K_y/2L = 2.24G/(2 - \nu)$	4.5
Dirección horizontal x (dirección larga)	$K_x = K_y - 0.21LG(1 - B/L)/(0.75 - \nu)$	$K_x = 8GB/(2 - \nu)$		4.6
Giro x (dirección corta)	$K_{rx} = S_{rx}GI_x^{0.75}/(1 - \nu)$ $S_{rx} = 2.54/(B/L)^{0.25} \text{ para } \frac{B}{L} < 0.4$ $S_{rx} = 3.2 \text{ para } \frac{B}{L} > 0.4$	$K_{rx} = 2.6678GB^3/(1 - \nu)$	$\frac{K_{rx}}{2L} = \left(\frac{1.57GB^2}{(1 - \nu)} \right) (1 + (0.31 \ln(3 - 4\nu))^2)$	4.7
Giro y (dirección larga)	$K_{ry} = 3.2GI_y^{0.75}/(1 - \nu)$	$K_{ry} = 2.6678GB^3/(1 - \nu)$		4.8
Torsión	$K_t = CtGj^{0.75}$ $St = 3.8 + 10.7(1 - \frac{B}{L})^{10}$	$K_t = 5.333GB^3$		4.9

4.4 CALCULO DE LA MASA DE LA ESTRUCTURA

Las solicitaciones actuantes en una estructura dependen de las condiciones de uso y de los fenómenos de la naturaleza que puedan presentarse en un lapso de tiempo.

Para la ejemplificación solo se considera la carga muerta de la estructura

4.5 PERIODO DE VIBRAR DE PUENTES CONSIDERANDO INTERACCION SUELO ESTRUCTURA

La matriz de rigideces del suelo se representa con la ecuación 4.10

$$(K)_{suelo} = \begin{pmatrix} k_{xx} & k_{xr} \\ k_{rx} & k_{rr} \end{pmatrix} \quad 4.10$$

Donde:

$$k_{xr} = k_{rx}$$

La frecuencia de vibrar fundamental se puede calcular con la ecuación 4.11

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad 4.11$$

Y el periodo asociado a ella con la ecuación 4.12

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad 4.12$$

La masa equivalente del sistema se calcula con la expresión 4.13

$$m_e = m_t + m_c U_1^2 + I_t \left[\left(\frac{\pi}{2L} \right) (1 - U_1) + \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) \theta_1 \right]^2 + I_c \theta_1^2 + m_0 \alpha \quad 4.13$$

Donde:

m_c =masa de la cimentación m_t =masa del tablero I_c =momento másico de la cimentación I_t =momento másico del tablero m_o =masa total de la columna L =longitud de la columna

El coeficiente α con la ecuación 4.14

$$\alpha = 0.2668 + 0.2732U_1 + 0.5U_1^2 + 0.02276(L\theta_1)^2 - (L\theta_1)^2 - L\theta_1[0.0838 + 0.1894U_1] \quad 4.14$$

La rigidez equivalente se obtiene con la siguiente ecuación 4.15

$$k_e = k_{xx}U_1^2 + k_{rr}\theta_1^2 + 2k_{xr}\theta_1U_1 + k_c[1 + U_1 + L\theta_1]^2 \quad 4.15$$

Los grados de libertad θ_1 y U_1 se calculan con la ecuación 4.16 y 4.17 respectivamente

$$\theta_1 = \frac{-k_c[k_{xx}L + k_{xr}]}{[k_{xx}k_{rr} - k_{xr}^2] + [k_{rr} + k_{xx}L^2 + 2k_{xr}L]K_c} \quad 4.16$$

Donde k_c =rigidez lateral de la pila

$$U_1 = \frac{k_c[k_{xx}L + k_{rr}]}{[k_{xx}k_{rr} - k_{xr}^2] + [k_{rr} + k_{xx}L^2 + 2k_{xr}L]K_c} \quad 4.17$$

4.6 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se considera un puente con longitud de 55 m, dividido en tres claros, el claro más grande es el del medio con una longitud de 25 m, los otros dos son de 15 m cada uno. En la figura 4.5 se muestra las dimensiones de los tres claros.

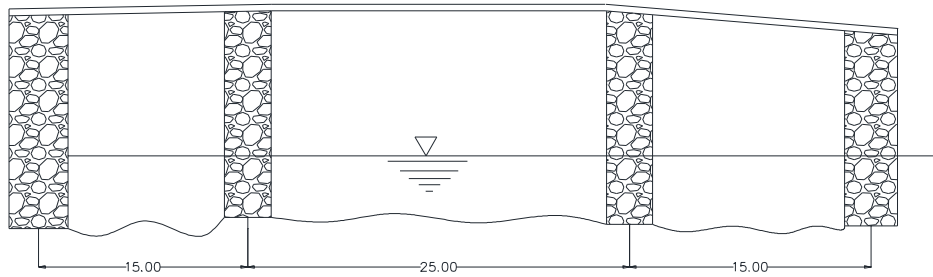


Figura 4.5 Longitud total del puente, con sus tres divisiones

En la figura 4.6 se observa que el puente tiene un ancho de calzada de 8.10 m y con banquetas de 1.2 m a cada lado para uso peatonal así como parapetos, para dar un ancho total de 10.5 m,

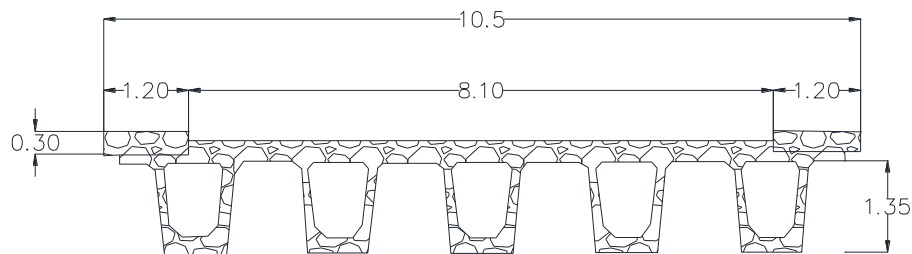


Figura 4.6 Dimensiones del ancho de calzada y banqueta.

Las traveses son de tipo cajón construidas de concreto, en la figura 4.7 se muestran las dimensiones

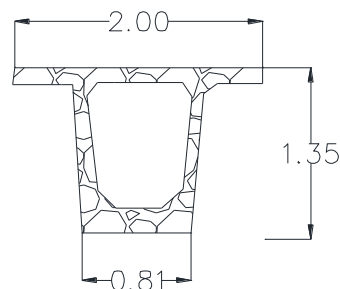


Figura 4.7 Dimensiones de la trabe tipo cajón

La figura 4.8 muestra las pilas centrales, construidas de concreto reforzado, la nariz semicircular.



Figura 4.8 Dimensiones de la longitud de la pila y el ancho y largo de la cimentación.

Los cabezales al igual que las pilas son de concreto reforzado, en las figura 4.9 y 4.10 se observan las dimensiones de las pilas como la de los cabezales.

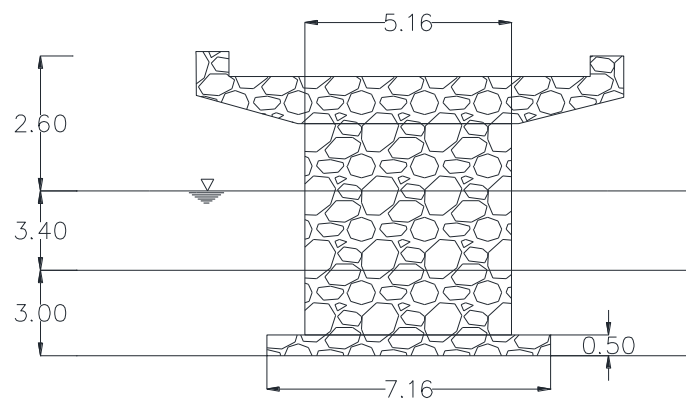


Figura 4.9 Dimensiones de la pila central

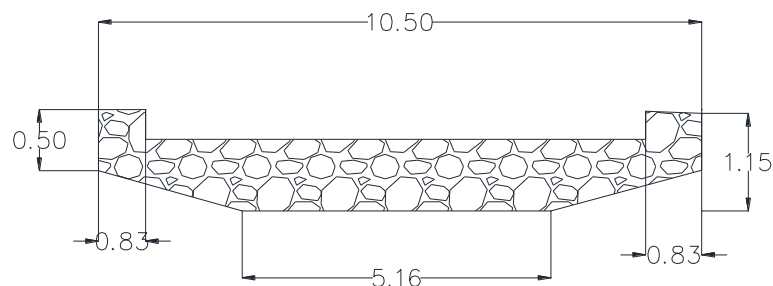


Figura 4.10 Dimensiones del cabezal central

La figura 4.11 muestra la geometría de la cimentación del puente, la cual es rectangular con dimensiones de 7.16 m x 3m

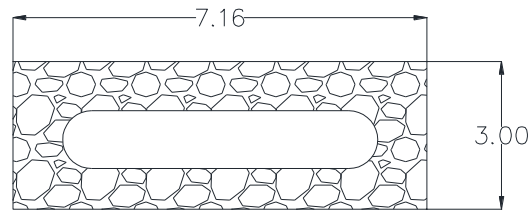


Figura 4.11 Dimensiones de la cimentación de la pila central

La tabla 4.2 muestra la estratigrafía donde se desplanta la cimentación del puente, Las columnas 1 y 2 indican el número de estrato y el tipo de material respectivamente, en las columnas 2 y 3 el peso específico y el espesor del estrato.

En la figura 4.12 se observa el perfil estratigráfico así como las dimensiones de la pila a considerar para la perdida de rigidez

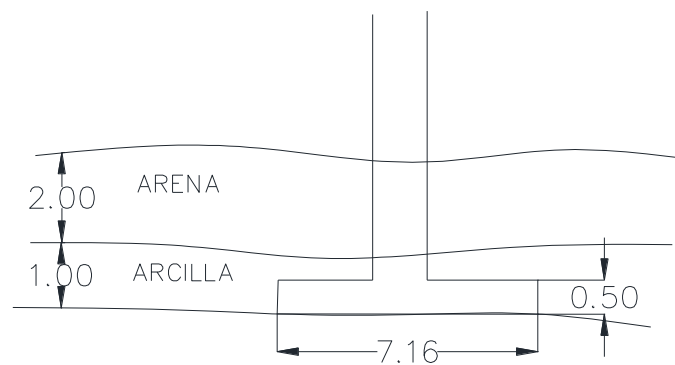


Figura 4.12 Perfil estratigráfico

Tabla 4.2 Estratigrafía de la cimentación.

Estrato	Tipo de suelo	Peso específico t/m ³	Espesor del estrato (m)
1	Arena	1.75	2.00
2	Arcilla	1.95	1.00

a) Cálculo de la masa

Para realizar el cálculo de la masa, es necesario contar con el área de las secciones involucradas en el puente, como lo es las traveses, la pila, la cimentación de la pila, el diafragma, las banquetas y el espesor de la carpeta de rodadura. En la tabla 4.3 se muestran los pesos correspondientes a cada sección del puente

Tabla 4.3. Peso de diferentes elementos para el cálculo del periodo

Trabes	$Area = 0.58m^2$	$\gamma = 2.4t/m^3$	$Longitud = 20m$	$W = 139.2t$
Diafragma	$Area = 8.22m^2$	$\gamma = 2.4t/m^3$	$Espesor = 1.20m$	$W = 23.67t$
Pilas	$Area = 4.85m^2$	$\gamma = 2.4t/m^3$	$Longitud = 7.35m$	$W = 85.55t$
Banquetas	$Area = 0.36m^2$	$\gamma = 2.4t/m^3$	$Longitud = 20m$	$W = 17.28t$
Parapetos	$Area = 0.195m^2$	$\gamma = 2.4t/m^3$	$Longitud = 20m$	$W = 9.36t$
Carpeta de rodadura	$Area = 0.405m^2$	$\gamma = 1.5t/m^3$	$Longitud = 20m$	$W = 12.15t$
Cimentación	$Area = 21.48m^2$	$\gamma = 2.4t/m^3$	$Espesor = 0.50m$	$W = 25.77t$

b) Cálculo de la rigidez al corte del suelo.

Primeramente se utiliza la ecuación de la velocidad de onda al corte.

En el primer estrato encontramos arenas, la ecuación para obtener la velocidad de onda al corte es la 4.3.

$$VS = 96N^{0.17}D^{0.2}$$

$$VS = 96(7)^{0.17}(2)^{0.2}$$

$$VS = 153.51 \frac{m}{s}$$

Obteniendo la velocidad de onda al corte se calcula la rigidez al esfuerzo cortante aplicando la ecuación 4.1

$$G = \rho VS^2$$

$$G = \frac{1.75}{9.81}(153.51)^2$$

$$G = 4203.94 \frac{t}{m^2}$$

Las demás resistencias al corte para cada estrato se realizan de la misma manera

En la tabla 4.4 se muestran los resultados de la velocidad de propagación de las ondas y la resistencia al corte de cada estrato.

Tabla 4.4 Parámetros para el cálculo de la rigidez al corte.

VS (m/s)	G(T/m ²)
153.51	4203.94
92.00	1682.44

c) Cálculo de la rigidez equivalente

Después para obtener la rigidez al corte del suelo, se utilizaron las ecuaciones propuestas por Dobry y Gazetas para obtener la rigidez equivalente

Para obtener la rigidez vertical se aplica la ecuación 4.4.

$$A = 4LB$$

$$A = 4(7.16m)(3m)$$

$$A = 85.92m^2$$

$$\frac{A}{4L^2} = \frac{85.92m^2}{4(7.16m)^2} = 0.41$$

$$\frac{A}{4L^2} > 0.02$$

$$S_z = 0.73 + 1.54 \left(\frac{A}{4L^2} \right)$$

$$S_z = 0.73 + 1.54 \left(\frac{85.92m^2}{4(7.16m)^2} \right)$$

$$S_z = 1.37$$

$$K_z = \frac{S_z 2LG}{(1-\nu)}$$

$$K_z = \frac{(1.37) \left(2(7.16) \left(4203.94 \frac{t}{m^2} \right) \right)}{(1-0.3)}$$

$$K_z = 118272.53 \frac{t}{m^2}$$

La obtención de la rigidez horizontal se obtiene con la ecuación 4.6.

$$S_y = 4.5 \left(\frac{A}{4L^2} \right)^{0.38}$$

$$S_y = 4.5 (0.41)^{0.38}$$

$$S_y = 3.23$$

$$K_y = \frac{S_y 2LG}{(2 - \nu)}$$

$$K_y = \frac{(3.23) \left(2(7.16m) \left(4203.94 \frac{t}{m^2} \right) \right)}{(2 - 0.3)}$$

$$K_y = 114499.23 \frac{t}{m^2}$$

$$K_x = K_y - \frac{0.21LG \left(1 - \frac{B}{L} \right)}{(0.75 - \nu)}$$

$$K_x = 114499.23 \frac{t}{m^2} - \frac{0.21(7.16m) \left(4203.94 \frac{t}{m^2} \right) \left(1 - \frac{3.00m}{7.16m} \right)}{(0.75 - 0.3)}$$

$$K_x = 106637.98 \frac{t}{m^2}$$

La rigidez a la torsión se obtiene aplicando la ecuación 4.8

$$I_y = \frac{4L^3 B}{3}$$

$$I_y = \frac{(4)(7.16m)^3 (3.00m)}{3}$$

$$I_y = 1468.24m^4$$

$$K_{ry} = \frac{3.2GI_y^{0.75}}{(1 - \nu)}$$

$$K_{ry} = \frac{3.2 \left(4203.94 \frac{t}{m^2} \right) (1468.24)^{0.75}}{(1-0.3)}$$

$$K_{ry} = \frac{3.2 G I_y^{0.75}}{(1-\nu)}$$

$$K_{ry} = 4558354.23 \frac{t}{m^2}$$

Los demás cálculos se realizan de la misma manera. En la tabla 4.5 se anexan los resultados de las rigideces.

Tabla 4.5 Resultados de las rigideces equivalentes para cada estrato de suelo.

Kx (t/m ²)	Kz (t/m ²)	Kry (t/m ²)
106337.98	118272.54	4558354.23
42556.89	47333.152	1824271.95

Para hacer el análisis de la pérdida de estabilidad por efecto de la socavación, se va disminuyendo el terreno en capas de 30cm y se obtiene la rigidez promedio.

En la tabla 4.6 se encuentran los resultados de la rigidez promedio una vez disminuida cada capa de 30 cm.

Tabla 4.6 Resultados de la rigidez promedio una vez disminuida la capa de 30 cm

Longitud de empotramiento (m)	Kx(t/m ²)	Kz(t/m ²)	Kry(t/m ²)
3.00	74447.44	82802.84	3191313.09
2.70	71101.00	79080.83	3047862.52
2.40	67378.10	74940.10	2888274.08
2.10	63138.86	70225.08	2706552.05
1.80	58132.26	64656.58	2491935.84
1.50	51816.01	57631.44	2221179.48
1.20	42445.40	47209.15	1819492.73
0.90	20271.76	22546.91	868982.72
0.60	16822.46	18710.48	721122.69
0.30	12229.70	13602.26	524246.29

d) Cálculo del periodo.

Antes de realizar los cálculos se muestra la equivalencia de las rigideces para el cálculo del periodo

$$k_x = k_{xx}$$

$$k_z = k_{rx}$$

$$k_{ry} = k_{rr}$$

Aplicando la ecuación 4.10 la matriz de rigideces del suelo para el cálculo del primer periodo del sistema suelo estructura queda de la siguiente manera

$$(K)_{suelo} = \begin{pmatrix} k_{xx} & k_{xr} \\ k_{rx} & k_{rr} \end{pmatrix}$$

$$(K)_{suelo} = \begin{pmatrix} 74447.44 & 82802.84 \\ 82802.84 & 3191313.09 \end{pmatrix}$$

Los valores para obtener la masa equivalente y la rigidez equivalente del primer periodo son los siguientes:

La masa del tablero $m_t = 201.66t$, la masa de la cimentación $m_c = 25.77t$, la masa de la pila $m_0 = 85.77t$, el momento másico del tablero $I_t = 8574.75tm^2$, el momento másico de la cimentación $I_c = 124.55tm^2$, y la rigidez lateral de la pila $k_c = 38256.78 \frac{t}{m^2}$, $\theta_1 = -0.04$, $U_1 = 0.26$, $\alpha = 0.38$

Aplicando la ecuación 4.13 La masa equivalente queda de la siguiente manera

$$m_e = m_t + m_c U_1^2 + I_t \left[\left(\frac{\pi}{2L} \right) (1 - U_1) + \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) \theta_1 \right]^2 + I_c \theta_1^2 + m_0 \alpha$$

$$m_e = 386.90t$$

Aplicando la ecuación 4.15 la rigidez equivalente queda la siguiente manera

$$k_e = k_{xx} U_1^2 + k_{rr} \theta_1^2 + 2k_{xr} \theta_1 U_1 + k_c [1 + U_1 + L \theta_1]^2$$

$$k_e = 15972.16 \frac{t}{m^2}$$

Finalmente para obtener el periodo se aplica la ecuación 4.12

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$\omega_n = 6.43 \text{ rad/s}$$

$$T = 0.98 \text{ s}$$

El modelo interacción suelo estructura se idealiza como se muestra en la figura 4.13

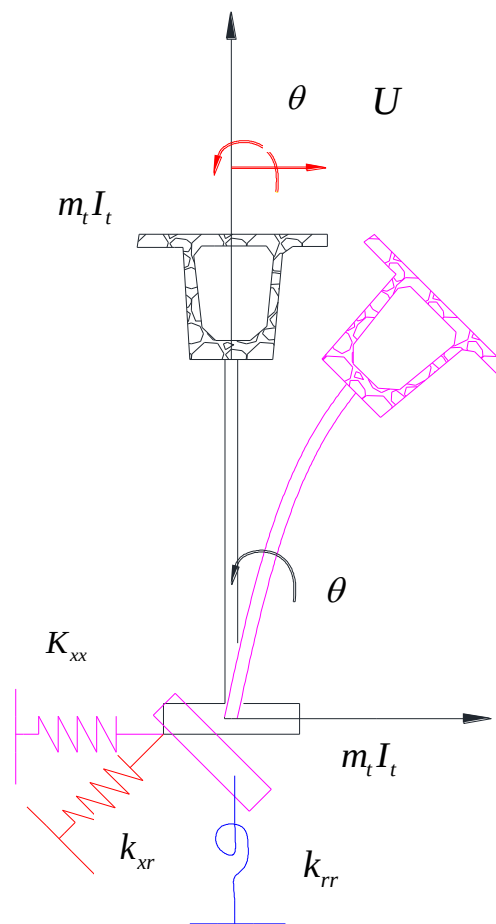


Figura 4.13 Idealización del modelo para la perdida de rigidez

e) Resultados

En la tabla 4.7 se muestra el valor del periodo vs la pérdida de rigidez. Se observa como desde el inicio la estructura esta por alcanzar el valor de 1s, este valor es un indicativo de que la estructura es flexible; conforme se va perdiendo rigidez por efecto de la socavación el valor del periodo sobrepasa la unidad llegando hasta el valor de 2.20s, que es donde la cimentación ya solo cuenta con 10 cm de confinamiento por parte del terreno.

Tabla 4.7 Resultados de la pérdida de rigidez contra el periodo

θ	U_1	k_e	m_e	ω	T
-0.04	0.26	15972.16	386.90	6.43	0.98
-0.04	0.27	15545.18	383.82	6.36	0.99
-0.05	0.27	15050.60	380.31	6.29	1.00
-0.05	0.28	14460.66	376.19	6.20	1.01
-0.05	0.29	13724.29	371.18	6.08	1.03
-0.05	0.30	12727.92	364.62	5.91	1.06
-0.05	0.32	11091.76	354.39	5.59	1.12
-0.06	0.38	6240.04	327.99	4.36	1.44
-0.06	0.39	5325.70	323.68	4.06	1.55
-0.07	0.40	4024.26	317.91	3.56	1.77
-0.07	0.42	2533.22	311.81	2.85	2.20

En la figura 4.14 se puede apreciar de forma más visual los resultados, mientras disminuye la rigidez va aumentando el periodo.

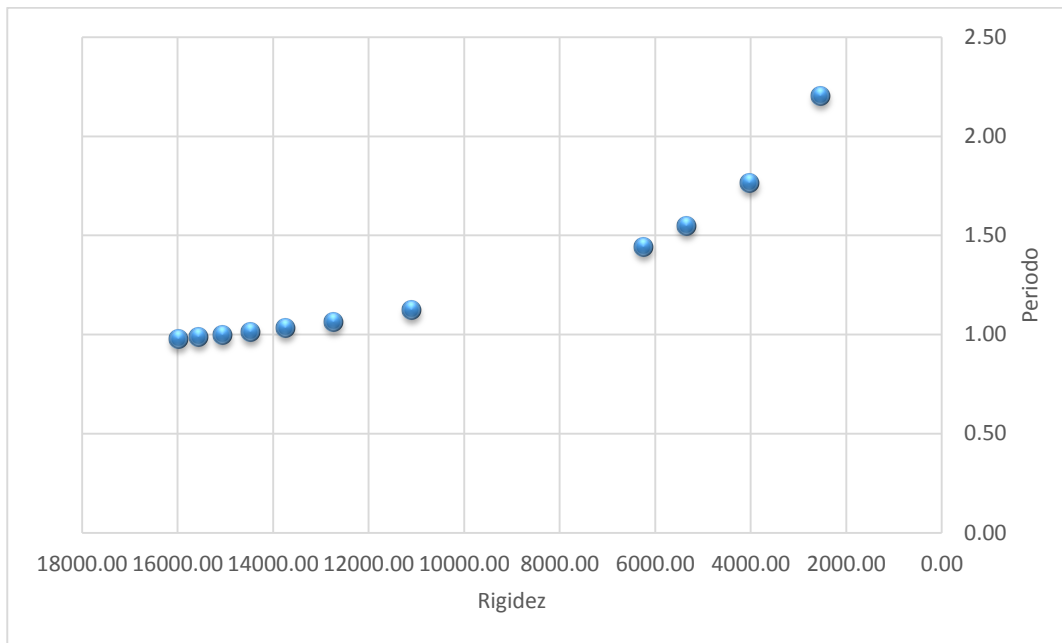


Figura 4.14 Resultados del aumento del periodo por la pérdida de rigidez

4.7 CONCLUSIONES

Más allá de los efectos que los sismos pueden provocar a un puente, la socavación es un tema que se debe de estudiar no solo desde el punto de vista hidráulico, como lo es calculando el perfil de la socavación, sino también analizar la estabilidad estructural del puente cuando se va removiendo material por efecto de la socavación.

Se realizó un trabajo para el análisis de la pérdida de estabilidad por efecto de la socavación, utilizando el método de resortes equivalentes que es el más sencillo, comparando el periodo de la estructura contra la pérdida de rigidez de la masa de suelo por concepto de la socavación, se encontró que hay pérdida de estabilidad por efecto de la socavación

4.8 BIBLIOGRAFÍA

Hernández, B,H and Arias H, R,. (2012). Periodos de vibrar de puentes tipo viaducto considerando interacción suelo estructura. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. México D.F. México

Hernández, G,. (2016). Vulnerabilidad estructural ante socavación del puente Medellín. Tesis de licenciatura. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F. México.

Marín, E,. (2014). Revisión estructural de un puente ferroviario y vehicular por el aumento del cauce en un rio. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F. México.

Sanchez, S,. (1997). Inestabilidad en puentes por efecto de la socavación. Tesis de maestría. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F. México.

CAPÍTULO**5****CONCLUSIONES**

El fenómeno de la socavación es de muy importancia, ya que la mayoría de los puentes que han colapsado o han presentado falla es debido a este fenómeno.

En el país se han hecho trabajos para tener una base de datos que nos permita tener identificados cuales son los puentes más propensos al daño por socavación. De esta forma se tiene identificadas las variables por las cuales un puente puede fallar.

La mayoría de los puentes se construyeron en un cierto periodo entre 1940 y 1979, lo que nos muestra que son puentes ya demasiados viejos, además que el periodo de retorno, hablando hidráulicamente fue superado, debido al cambio climático; lo que ha ocasionado tormentas más intensas. Entonces, estos puentes son los más propensos a fallar por socavación.

Se han hecho investigaciones para reducir este fenómeno, ya sea proponiendo protecciones alrededor de la pila, o disminuyendo la fuerza del agua

Las investigaciones que se han realizado son acerca de collares colocados alrededor de la pila. Los autores varían tanto la forma del collar, la posición de este con referencia en el lecho del río, el espesor de dicho collar y el material con el que se fabrica.

De las figuras modeladas tanto físicamente como numéricamente se ha encontrado que la mejor figura para reducir la socavación es un rombo, y la mejor posición del collar es a nivel del lecho del río.

En el presente trabajo se realizó una modelación de una propuesta hidrodinámica para la forma de las pilas, con el fin de reducir los coeficientes de arrastre, de este manera la fuerza del agua disminuirá, trayendo consigo una disminución en la socavación.

Se realizaron dos propuestas basadas en la forma del edificio del Must Dubai, debido a que esta forma dio buenos resultados en la disminución de la fuerza del viento. Para comparar los resultados se utilizó una geometría con coeficiente de arrastre determinado el cual fue el círculo.

En la primera propuesta la forma de las extremidades de la figura estaban en forma de triángulo, se realizó la modelación dando como resultado un coeficiente de arrastra mayor al de una circunferencia, se observó que la forma triangular de la punta aumento la fuerza de la presión del agua, no permitiendo la disipación de la presión del agua.

En la segunda propuesta se cambió la forma de las extremidades por una semicircunferencia, al realizarse la modelación los resultados dieron un coeficiente de arrastre mejor al de una circunferencia, esto debido a que forma semicircular de las extremidades de la propuesta disminuían la presión del agua.

Ahora se puede proponer una nueva forma para las pilas de los puentes.

Los resultados de los coeficientes de arrastre es recomendable compararlos con una investigación de laboratorio, donde se mida el nivel de socavación disminuido.

Más allá de los efectos que los sismos pueden provocar a un puente, la socavación es un tema que se debe de estudiar no solo desde el punto de vista hidráulico, como lo es calculando el perfil de la socavación, si no también analizar la estabilidad estructural del puente cuando se va removiendo material por el fenómeno anterior mencionado.

Se realizó un trabajo para el análisis de la pérdida de estabilidad por efecto de la socavación, utilizando el método de resortes equivalentes que es el más sencillo, comparando el periodo de la estructura contra la pérdida de rigidez de la masa de suelo por concepto de la socavación se encontró que existe perdida de estabilidad por efecto de socavación.