



دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد گرایش سازه

عنوان :

**کارایی روشهای قدیمی محاسبه سدهای  
قوسی در مقابل زلزله**

استاد راهنما :

دکتر رامین امینی

دانشجو :

نیما قاسمی

پاییز ۱۳۸۴

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

تقدیم بہ :

پدر عزیز

و

مادر مہربانہ

## تشکر و قدردانی

حمد بی پایان و سپاس بیکران خدای را که بر این حقیر منت گذاشت تا تحقیقی را که هم اکنون ارائه می گردد ، به پایان برسانم . باشد که این پایان آغازی گردد برای یک عمر تلاش در جهت سازندگی و آبادانی میهن عزیزمان ایران . به مصداق آیه شریفه « من لم یشکر المخلوق ، لم یشکر الخالق » بر خود واجب می دانم مراتب قدردانی و سپاس قلبی خود را تقدیم عزیزانی نمایم که مرا در انجام این کار تحقیقاتی یاری نمودند . ازجناب آقای دکتر امینی استاد دانشکده عمران و معماری به عنوان استاد راهنما که در تمام مراحل این پایان نامه وقت گرانبهای خویش را در اختیار بنده نهادند و در طول تحقیق مرا از راهنماییهای حکیمانه خویش بهره مند ساختند ، تشکر و قدردانی می نمایم .

## چکیده

تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی در مقابل نیروی زلزله ، به دلیل وجود مخزن ، نسبت به سازه های متعارف مانند ساختمان ها از پیچیدگی بیشتری برخوردار می باشد . این پیچیدگی عمدتاً ناشی از تفاوت رفتاری آب مخزن با مصالح تشکیل دهنده جسم سد و یا پی آن می باشد . تغییر فشار آب مخزن سد در اثر زلزله و اثرات هیدرودینامیک ناشی از آن بر روی بدنه سد و پی ، از موارد مهم و اساسی است که باید در بررسی رفتار دینامیکی سد قوسی مورد توجه ویژه قرار گیرد . در گذشته روشهای مختلفی برای تعیین فشار هیدرودینامیکی وجود داشته است که به دو روش کلی تحلیلی و تجربی تقسیم می شوند . هر کدام از این روشها با فرضیات و محدودیتهای ساده کننده ای همراه بوده اند که بسیاری از آنها به علت عدم شناخت دقیق ماهیت دینامیکی مساله و عدم توجه به ویژگیهای رفتاری دو محیط مجاور با جنس متفاوت و تاثیر متقابل آنها بر یکدیگر بوده است . همچنین ، بررسی های آزمایشگاهی و مطالعات محلی ، عدم سازگاری فرضیات مذکور را با آنچه که در ساختگاه سد وجود دارد ، نشان می دهند .

با پیشرفت علم و بکارگیری کامپیوتر در محاسبات ، روشهای قدیمی جای خود را به روشهای نوین مانند روشهای عددی داده اند که شاخص ترین آنها روش اجزای محدود می باشد . بنابراین لازم است تا با استفاده از روشهای جدید که در آنها ، محدودیتهای گذشته تا حدود زیادی از میان برداشته شده است ، کارایی روشهای قدیمی محاسبه فشار آب ناشی از زلزله در سدهای قوسی مورد ارزیابی قرار گیرد .

در تحقیق حاضر ، از یک برنامه اجزای محدود بنام ANSYS 6.1 برای آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی نمونه هایی از سد بتنی قوسی با مشخصات هندسی مختلف استفاده شده است و نتایج حاصل از آن با روشهای تحلیلی و تجربی مقایسه شده است و در پایان این نتیجه حاصل شده است که روند کلی تغییر فشار هیدرودینامیک در روشهای قدیمی انطباق نسبتاً خوبی با روش اجزای محدود دارد . اما در مجموع ، می توان گفت که نتایج حاصل از روشهای قدیمی محافظه کارانه تر از روش اجزای محدود ، در تعیین فشار هیدرودینامیک می باشند .

## فهرست مطالب

صفحه	عنوان
۱	فصل اول : مقدمه .....
۴	فصل دوم : مروری بر کارهای انجام شده .....
۷	فصل سوم : مدلسازی حرکت زمین و بارگذاری زلزله .....
۷	۱-۳- مقدمه .....
۸	۲-۳- خطرات زلزله .....
۸	۱-۲-۳- روش آماری قطعی .....
۸	۲-۲-۳- روش زمین شناخت لرزه ای ( شبه محتمل ) .....
۹	۳-۲-۳- زلزله های منبعث از مخزن .....
۹	۳-۳- طراحی انواع زلزله .....
۱۰	۴-۳- حرکت زمین در محل سد .....
۱۱	۵-۳- تشریح حرکت زمین ( مدلسازی زلزله ) .....
۱۴	۶-۳- روشهای بارگذاری زلزله با ذکر محاسن و معایب آنها .....
۱۴	۱-۶-۳- محدودیتهای روشهای قدیمی .....
۱۶	۲-۶-۳- روش شبه استاتیکی .....
۱۶	۱-۲-۶-۳- روش ضریب اینرسی ثابت .....
۱۷	۲-۲-۶-۳- روش ضریب اینرسی متغیر .....
۲۰	فصل چهارم : آشنایی با رفتار دینامیکی سد و مخزن .....
۲۰	۱-۴- مقدمه .....
۲۰	۲-۴- سیستمهای درگیر [ کوپله ] .....
۲۱	۱-۲-۴- انواع سیستمهای درگیر .....
۲۲	۳-۴- بررسی اندرکنش سازه و سیال .....

۲۳	..... اندرکنش جریان سیال با تغییر مکانهای بزرگ ۱-۳-۴
۲۳	..... اندرکنشهای ناگهانی ۲-۳-۴
۲۴	..... اندرکنشهای طولانی ۳-۳-۴
۲۵	..... سیستم سد و مخزن ۴-۳-۴
	فصل پنجم : معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک
۲۷	..... در محیط سیال
۲۷	..... ۱-۵- اثر مخزن در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی
۲۸	..... ۲-۵- معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک
۲۹	..... ۱-۲-۵- شرایط مرزی محیط مخزن
۲۹	..... ۱-۱-۲-۵- شرط مرزی برای بالادست مخزن با شرط مرزی انتشاری ( $S_1$ )
۳۱	..... ۲-۱-۲-۵- شرط مرزی برای کف مخزن ( $S_2$ )
۳۲	..... ۳-۱-۲-۵- شرط مرزی سطح آزاد مخزن ( $S_3$ )
۳۳	..... ۴-۱-۲-۵- شرط مرزی اندرکنش بین سد و مخزن ( $S_4$ )
۳۵	..... فصل ششم : روشهای تحلیلی محاسبه سدهای قوسی در مقابل زلزله
۳۵	..... ۱-۶- مقدمه
۳۶	..... ۲-۶- روش وسترگارد
۳۹	..... ۳-۶- روش جرم افزوده
۴۳	..... ۴-۶- روش چوپرا
۴۶	..... ۵-۶- مطالعات زینکوویچ
	فصل هفتم : روش تجربی برآورد فشار هیدرودینامیک ناشی از زلزله
۴۹	..... در سدهای قوسی
۴۹	..... ۱-۷- روش شبیه سازی الکتریکی ، مطالعات زنگار
۵۲	..... فصل هشتم : توصیه های آیین نامه ای
۵۲	..... ۱-۸- مقدمه

۵۲	۲-۸- آیین نامه کشور آلمان ( دستورالعمل طراحی شرکت لامایر ) .....
۵۴	۱-۲-۸- تاثیر تراکم پذیری آب .....
۵۵	۲-۲-۸- تاثیر نامحدود بودن مخزن .....
۵۶	۱-۲-۲-۸- تغییر مکان هم فاز .....
۵۶	۲-۲-۲-۸- تغییر مکان غیر هم فاز ( با اختلاف فاز $180^\circ$ ) .....
۵۷	۳-۲-۸- تاثیر تغییر شکل پذیری سد .....
۵۹	۴-۲-۸- حرکت قائم زمین .....
	۳-۸- آیین نامه کشور چین برای طراحی سدهای قوسی در مقابل
۵۹	نیروی زلزله ( SDJ ۱۰-۷۸ ) .....
	۴-۸- آیین نامه کشور ژاپن برای طراحی سدها در
۶۰	مقابل نیروی زلزله .....
۶۲	فصل نهم : برنامه کامپیوتری مورد استفاده .....
۶۲	۱-۹- مقدمه .....
۶۲	۲-۹- معرفی مختصر نرم افزار Ansys 6.1 و قابلیت های آن .....
۶۳	۱-۲-۹- اصول کلی برنامه ANSYS .....
۶۴	۲-۲-۹- زبان برنامه نویسی طراحی پارامتریک ( APDL ) .....
۶۵	۳-۹- مدل بدنه سد .....
۶۶	۴-۹- مدل فونداسیون سد .....
۶۷	۵-۹- مدل مخزن سد .....
۶۹	۶-۹- شرایط مرزی اعمال شده .....
۷۳	۷-۹- نحوه مدلسازی نمونه های سد بتنی قوسی .....
۷۴	۱-۷-۹- مشخصات مصالح نمونه های سد بتنی قوسی .....
۷۴	۲-۷-۹- بارگذاری و رکورد زلزله .....
۷۶	فصل دهم : نتایج و بحث در نتایج .....
۸۸	نتیجه گیری و پیشنهادات .....



۹۰	..... فهرست منابع و ماخذ
۹۳	..... چکیده انگلیسی

## فهرست اشکال

صفحه	عنوان
۱۲	شکل ۳-۱- نمودار نشان دهنده مراحل تحلیل زلزله و طراحی سد .....
۱۵	شکل ۳-۲- مقایسه طیف پاسخ زمین لرزه و ضرایب طراحی .....
۱۵	شکل ۳-۳- ضرایب توزیع زلزله در ارتفاع سد .....
۲۴	شکل ۴-۱- اندرکنش محیطهای متفاوت ، گروه یک ، مرز بین محیطها قابل تشخیص است .....
۲۵	شکل ۴-۲- اندرکنش محیطهای متفاوت ، گروه دو ، محیطها به صورت متداخل در هم عمل می کنند .....
۲۶	شکل ۴-۳- مدل سد- مخزن و امواج مولد نیروهای هیدرودینامیکی .....
۲۹	شکل ۵-۱- سد بتنی قوسی با مخزن و شرایط مرزی .....
۳۲	شکل ۵-۲- امواج سطح مخزن با عمق $h$ در مختصات $(x, y, t)$ .....
۳۷	شکل ۶-۱- مدل سد و مخزن بکاررفته توسط وسترگارد .....
۴۰	شکل ۶-۲- اثر شتاب هارمونیک زمین بر روی فشار هیدرودینامیک .....
۴۳	شکل ۶-۳- روش جرم افزوده وسترگارد .....
۴۵	شکل ۶-۴- امواج مستهلک شونده و امواج پایدار .....
۵۰	شکل ۷-۱- مدل آزمایشگاهی مشابه با سیستم کوپله آب و سازه .....
۵۱	شکل ۷-۲- گراف مربوط به تعیین $C$ .....
۵۴	شکل ۸-۱- توزیع فشار وارد بر دیواره قائم بالادست سد صلب .....
۵۵	شکل ۸-۲- توزیع فشار هیدرودینامیک مطابق فرمول وسترگارد .....
۵۶	شکل ۸-۳- تاثیر نسبت $H/t$ بر کل نیروی هیدرودینامیکی .....

- شکل ۸-۴- توزیع فشار هیدرودینامیکی برای تغییر مکان هم فاز ..... ۵۷
- شکل ۸-۵- توزیع فشار هیدرودینامیکی برای تغییر مکان غیر هم فاز ..... ۵۸
- شکل ۸-۶- توزیع فشار هیدرودینامیکی افقی ناشی از شتاب قائم ..... ۶۰
- شکل ۹-۱- شکل کلی المان Solid 45 ..... ۶۵
- شکل ۹-۲- شکل کلی المان Fluid 30 ..... ۶۷
- شکل ۹-۳- نمایی از مش بندی بدنه سد قوسی ..... ۷۰
- شکل ۹-۴- نمایی از مش بندی مخزن سد قوسی ..... ۷۱
- شکل ۹-۵- مدل کلی المان محدود سد قوسی همراه با پی و مخزن ..... ۷۲
- شکل ۱۰-۱- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=150m , H=80m ) ..... ۷۶
- شکل ۱۰-۲- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=150m , H=90m ) ..... ۷۶
- شکل ۱۰-۳- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=150m , H=100m ) ..... ۷۷
- شکل ۱۰-۴- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=150m , H=110m ) ..... ۷۷
- شکل ۱۰-۵- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=150m , H=120m ) ..... ۷۸
- شکل ۱۰-۶- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=120m , H=100m ) ..... ۷۸
- شکل ۱۰-۷- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=130m , H=100m ) ..... ۷۹
- شکل ۱۰-۸- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=170m , H=100m ) ..... ۷۹
- شکل ۱۰-۹- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=180m , H=100m ) ..... ۸۰
- شکل ۱۰-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی ( L=220m , H=100m ) ..... ۸۰

۸۱	شکل ۱۰-۱۱- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=150m , H=80m )
۸۱	شکل ۱۰-۱۲- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=150m , H=90m )
۸۲	شکل ۱۰-۱۳- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=150m , H=100m )
۸۲	شکل ۱۰-۱۴- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=150m , H=110m )
۸۳	شکل ۱۰-۱۵- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=150m , H=120m )
۸۳	شکل ۱۰-۱۶- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=120m , H=100m )
۸۴	شکل ۱۰-۱۷- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=130m , H=100m )
۸۴	شکل ۱۰-۱۸- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=170m , H=100m )
۸۵	شکل ۱۰-۱۹- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=180m , H=100m )
۸۵	شکل ۱۰-۲۰- مقایسه بین نتایج فشارهیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی ( L=220m , H=100m )

## فهرست جداول

صفحه

عنوان

۶۱	جدول ۹-۱- ضریب توزیع فشار هیدرودینامیکی در طول قوس ها $C_2$ .....
۷۳	جدول ۱۰-۱- مشخصات هندسی نمونه های سد بتنی قوسی.....

## فصل اول

### مقدمه

آب یکی از مهمترین مواد حیاتی است که بشر از ابتدای خلقت با روش‌های گوناگون سعی در حفظ آن داشته و هر جا که آب به اندازه کافی یافت می‌شد، تمدن نیز شکل می‌گرفت. سد یکی از ابزارهایی است که انسان برای حفظ این ماده حیاتی ابداع کرد و از آن استفاده‌های جانبی دیگری نیز از جمله تولید انرژی به عمل آورد.

سدسازی در ابتدا با سدهای کوچک شروع شد و با پیشرفت تکنولوژی، سدها نیز بزرگ و بزرگتر شدند. با تخریب سدهای عظیم امروزی، نه تنها خسارات مالی فراوانی به بار می‌آید، بلکه در صورت وجود مناطق مسکونی در مسیر پایین دست سد، فاجعه انسانی جبران ناپذیری بوقوع می‌پیوندد. لذا مهندسين همیشه در پی یافتن روشهای تحلیل هرچه دقیق‌تر این سازه‌های عظیم بوده و هستند.

از میان سدهای زیادی که در طول تاریخ دچار شکست و خرابی شده‌اند، فقط معدودی به دلیل وقوع زلزله بوده و هیچکدام از آنها نیز سد بتنی مهمی نبوده است. با اینحال، خسارت وارده به سد کوینا<sup>۱</sup> در نزدیکی پونا<sup>۲</sup> در هندوستان در سال ۱۹۶۷، و سد سین‌فن‌کیانگ<sup>۳</sup> در جمهوری خلق چین، در سال ۱۹۶۲ نشان داد که برخلاف تصور رایج، سدهای بتنی هم مصون از خسارت زلزله نمی‌باشند [ 23 ]. طی سالهای اخیر، سدهای بتنی زیادی ساخته شده و انتظار می‌رود که تعداد زیادتری نیز در مناطق زلزله‌خیز ساخته شوند. این سدها، دیر یا زود، علاوه بر عوامل

---

1- koyna

2- pouna

3- sinfenkiang

زیان‌آور معمولی در معرض زمین‌لرزه‌های مهم نیز قرار خواهند گرفت. بنابراین لازم است که توجه فزاینده‌ای به ایمنی آنها در مقابل زلزله مبذول شود.

پیش‌بینی رفتار سدهای بتنی قوسی در زمان وقوع زلزله یکی از سخت‌ترین و پیچیده‌ترین مسائل در دینامیک سازه است و عوامل زیر هم به این پیچیدگی می‌افزاید [ 23 ]:

- سدها و مخازن شکل‌های پیچیده‌ای دارند که ناشی از پستی و بلندیهای طبیعی (توپوگرافی) ساختگاه است.

- مدل کردن حرکات آب به صورت کاملاً دقیق در هنگام زلزله تقریباً غیرممکن است.

- مدلسازی پی و دیواره های سنگی اطراف سد که در حکم تکیه گاه سد می باشند ، بطور دقیق غیر ممکن می باشد .

پاسخ سد معمولاً بستگی به حرکت آب مخزن در اثر زلزله ، تغییر شکل‌پذیری سنگ کف و تأثیر متقابل حرکات آب ، سنگ کف و خود سد بر همدیگر دارد .

حفظ و پایداری و تداوم بهره‌برداری از یک سازه ، نیاز به مطالعه و تحقیق را پیرامون رفتار دینامیکی سازه‌ها ، از جمله سدها ، تحت اثر نیروهای به نسبت ناشناخته ولی تعیین‌کننده زلزله ضروری می‌سازد . لذا با داشتن درک صحیح از چگونگی رفتار سد در مقابل نیروهای زلزله می‌توان به انتخاب روش مناسب برای تحلیل سد در مقابل این نیروهای جانبی اقدام نمود .

سدهای بتنی قوسی از دیرباز با روش‌های سنتی که هنوز هم در بسیاری از آیین‌نامه‌های سدسازی کشورهای مختلف وجود دارد ، در مقابل زلزله تحلیل و طراحی شده‌اند . ولی خرابی سدهای قوسی در اثر زلزله نشان داد که سدهای بتنی قوسی طراحی شده با روشهای قدیمی می‌توانند در حین وقوع زلزله آسیب‌پذیر باشند . این خرابی ، ناشی از عدم توجه به ویژگیهای رفتار دینامیکی سیستم سد و آب و حرکت زمین در روشهای قدیمی بوده است .

تحلیل و طراحی سدهای قوسی در مقابل زلزله ، از روشهای ساده تجربی به روشهای تحلیلی با استفاده از ضرایب زلزله ، و سپس به روشهایی تحول یافته است که امروزه به کمک آنها می‌توان ماهیت دینامیکی مسأله را شناسایی کرد . در این راستا همگام با پیشرفت تکنولوژی ، روز به روز روش‌های حل جدیدتری ابداع شدند . از مهمترین روش‌های حل که امروزه کاربرد زیادی پیدا

کرده‌اند ، روش‌های عددی می‌باشند که متکی بر سرعت کامپیوترها در انجام محاسبات تکراری با الگوریتم مشخص ، ولی در حجم بسیار بالا هستند . یکی از روش‌های عددی که امروزه کاربرد بسیاری در شاخه‌های مختلف مهندسی ، از جمله مهندسی زلزله را به خود اختصاص داده است ، روش اجزای محدود<sup>۱</sup> می‌باشد که می‌توان از آن برای تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی نیز استفاده نمود .

در این تحقیق سعی شده است که مقایسه ای بین روشهای قدیمی محاسبه فشار آب ناشی از زلزله در سدهای بتنی قوسی با روشهای جدید مانند اجزای محدود صورت گیرد تا کارایی روشهای قدیمی مورد ارزیابی دقیق قرارگیرد .



## فصل دوم

### مروری بر کارهای انجام شده

در روش‌های قدیمی برای محاسبه نیروهای وارده در اثر زلزله بر روی سدهای بتنی قوسی و دیگر سازه‌های هیدرولیکی که در تماس مستقیم با توده قابل توجهی از آب یا هر سیال دیگر قرار دارند، اغلب فشار هیدرودینامیک ناشی از سیال را با نیروهای اینرسی ناشی از شتاب زلزله در سازه موردنظر جمع می‌کردند. برای اولین بار محقق مشهوری بنام وسترگارد<sup>۱</sup> در اواخر دهه ۱۹۲۰ میلادی به منظور طراحی یک سد در ایالات متحده آمریکا، عامل فشار هیدرودینامیک به هنگام وقوع زلزله را در محاسبات خود منظور داشت [ 9 ] .

وی پس از چندین سال تحقیق و بررسی پیرامون این موضوع، عاقبت در سال ۱۹۳۳ میلادی مقاله‌ای را تحت عنوان ( فشار آب بر سدها در هنگام وقوع زلزله ) منتشر ساخت [ 9 ] . در این مقاله او برای اولین بار بطور تحلیلی، فشار هیدرودینامیک آب بر روی سدهای بتنی وزنی تحت اثر حرکت هارمونیک افقی زمین را محاسبه کرد .

پس از وی دانشمندان دیگر و همکاران او، کار او را دنبال کردند. از جمله، دو دانشمند دیگر به نامهای زنگار<sup>۲</sup> و هافلی<sup>۳</sup> در سال ۱۹۵۳ میلادی، مقادیر فشار هیدرودینامیکی وارد بر سدهای وزنی را توسط روش شبیه‌سازی الکتریکی<sup>۴</sup> بدست آوردند [ 12 ] . در ادامه تحقیقات در این زمینه دانشمند دیگری بنام کوتسابو در سال ۱۹۶۰ میلادی نشان داد که حل وسترگارد تنها برای

---

1-Westergaard

2-Zangar

3-Haefeli

4-Analog

ارتعاشاتی با فرکانس کمتر از فرکانس طبیعی مخزن صادق است [ 21 ] . پس از او یک دانشمند دیگر ژاپنی به نام هاتانو<sup>۱</sup> موفق شد مقدار فشار هیدرودینامیک را با در نظر گرفتن خاصیت تراکم‌پذیری سیال ، در هنگام وقوع زلزله محاسبه نماید [ 11 ] .

در نهایت ، چوپرا<sup>۲</sup> از دانشگاه برکلی<sup>۳</sup> با بررسی تأثیر تراکم‌پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن ، نشان داد که در مورد سیال تراکم‌ناپذیر حل وسترگارد در کلیه فرکانسهای بارگذاری صادق است . لیکن در سدهای بلند ، تأثیر تراکم‌پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک در فرکانسهای بالا قابل توجه است . وی مقاله خود را در سال ۱۹۶۷ میلادی تحت عنوان (محاسبه فشار هیدرودینامیک وارد بر بدنه سدها در هنگام وقوع زلزله) منتشر ساخت [ 10 ] . او در تحقیقات خود موفق شد که اثرات ارتعاش زمین بر بدنه سد و مخزن را به نحو مناسبی در نظر گرفته و سیستم درگیر<sup>۴</sup> سد و مخزن را به نحو مطلوبی مدلسازی نموده و راه حل تحلیلی مناسبی برای آن ارائه نماید .

به موازات پیشرفت روشهای تحلیلی ، با در دسترس قرار گرفتن کامپیوترها و تکامل سریع آنها، استفاده از روشهای عددی نیز برای تحلیل دینامیکی سیستمهای سد و مخزن بطور گسترده‌ای متداول گردید . مقالات متعددی در زمینه چگونگی استفاده از روشهایی همچون روش المان‌های محدود برای محاسبه فشارهای هیدرودینامیک ناشی از زلزله در سدهای بتنی به نگارش درآمده است . در این زمینه نیز دانشمندان بسیاری به تحقیق و مطالعه پرداختند و تلاش آنها برای حل سیستمهای درگیر توسط روشهای عددی مذکور موفقیت‌آمیز بوده است . از جمله محققان در این زمینه می‌توان از زینکوویچ<sup>۵</sup> [ 22 ]، شاران<sup>۶</sup> [ 16 ] و چوپرا [ 13 ] نام برد . به این ترتیب ، با وجود کاربرد موفقیت‌آمیز روشهای عددی در سیستمهای سد و مخزن ، هنوز هم مشکلات بسیاری برای محاسبه چنین سیستمهایی توسط اینگونه روشها وجود دارد که از آن جمله می‌توان حجم زیاد حافظه مورد نیاز برای محیط سیال و محاسبات زیاد برای حل دستگاه معادلات سیستم را نام برد .

---

1-Hatano  
2-Chopra  
3-Berkeley  
4-Coupled  
5-Zienkiewicz  
6-Sharan

محققان متعددی از جمله زینکوویچ [ 2 ] روشهایی برای کاهش حجم محاسبات و حجم حافظه فعال مورد نیاز در روشهای عددی ارائه کرده‌اند و امروزه نیز دنیا شاهد تلاش مستمر دانشمندان و طراحان سدهای بزرگ در جهت ابداع روشهای کاراتر و دقیقتر می‌باشد .

## فصل سوم

### مدلسازی حرکت زمین و بارگذاری زلزله

#### ۳-۱- مقدمه

در این بخش مروری بر روش‌های مدلسازی حرکت زمین در هنگام وقوع زمین‌لرزه و سپس روش‌های بارگذاری زلزله بر سازه‌های بتنی قوسی خواهیم داشت .

از نظر مهندسین ، مهمترین جنبه حرکت زمین در هنگام وقوع زلزله همان اثراتی است که این حرکات بر روی سازه اعمال می‌کنند ( مانند تنش‌ها و تغییر شکلها ) . بنابراین هدف از تحلیل سیستم تحت اثر زلزله ، بدست آوردن نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اجزای آن به منظور طراحی آنها جهت مقاومت در برابر این نیروها می‌باشد .

بنابراین باید به طریقی اثر حرکت زمین بر سازه را به صورت کمی محاسبه نماییم . در این محاسبه دو عامل حرکت زمین و سیستم سازه دخالت دارند ، که باید به زبان ریاضی تشریح گردند . برای تحلیل هر سیستمی نیاز به انتخاب روش تحلیلی و انتخاب فرم نیروی اعمالی داریم ، که این نیروها متناسب با روش تحلیل تهیه می‌گردند . انتخاب هر روش بستگی به نوع و اهمیت سازه مورد نظر دارد . برای طراحی سازه‌ای که بتواند در مقابل زلزله احتمالی مقاومت نماید ، چهار مرحله زیر را باید مورد بررسی و تحلیل قرار داد [ 3 ] :

(۱) تعیین موقعیت و زلزله‌خیزی محل<sup>۱</sup>

(۲) مدلسازی زلزله

۳) ارزیابی و محاسبه پاسخ سیستم در برابر زلزله

۴) برآورد مقاومت و ضریب اطمینان سازه در برابر زلزله‌های احتمالی

### ۳-۲- خطرات زلزله

لرزش زمین منبعث از زلزله، ناشی از امواج تنشی است که از کانون زلزله به سمت خارج انتشار می‌یابد. اثرات زلزله بر روی سد قوسی تابع ویژگیهای زلزله می‌باشد. از اینرو با توجه به تاریخچه زلزله‌های حادث شده، آمار و اطلاعات حاصل از زلزله‌سنجی مشتمل بر مکان، تاریخ وقوع، شدت زلزله، عمق و مدت زمان وقوع زلزله جمع‌آوری می‌گردد. همچنین اطلاعاتی در زمینه شناسایی گسل، نوع گسل و تخمین آخرین جابجایی گسل گردآوری می‌شود، که این اطلاعات اصول تخمین خطرات زلزله در رابطه با سدهای قوسی را پایه‌گذاری می‌نماید. اطلاعات فوق‌الذکر جهت تخمین شدت لرزش زمین در زیر سد، در روشهای گوناگون لحاظ می‌گردد که در ادامه به برخی از این روشها اشاره می‌شود. [23].

### ۳-۲-۱- روش آماری قطعی

این روش در نواحی جغرافیایی که از نظر وقوع زلزله فعال بوده و دارای نقشه گسل نیز می‌باشند، کاربرد دارد. روش مذکور، بزرگی زلزله و کوتاهترین فاصله از گسل فعال یا کانون زلزله تا محل سد را به پارامترهای حرکت ماکزیمم زمین مرتبط می‌سازد. نمونه‌ای از این پارامترها شتاب زمین می‌باشد.

### ۳-۲-۲- روش زمین‌شناخت لرزه‌ای (شبه محتمل)

در برخی از نواحی جغرافیایی معمولاً ایجاد ارتباط ما بین نقشه گسل و زلزله امکان‌پذیر نیست و صفحات شکستگی یا گسیختگی تا سطح آزاد ادامه پیدا نمی‌کنند. از اینرو تعیین فاصله کانون زلزله تا جایگاه سد، که از ضروریات روش آماری قطعی به شمار می‌آید، تنها با تخمین تقریبی

امکان پذیر خواهد بود. در این روش، کشور یا بخشی از آن به نواحی دارای خصوصیات یکسان زمین شناسی و زلزله شناسی تقسیم می گردد، که به هر ناحیه یک ناحیه زمین شناخت لرزه ای اطلاق می گردد. بر مبنای روش احتمالات، برای هر ناحیه، حداکثر زلزله محتمل<sup>1</sup> ( $MCE$ ) تعیین می شود. متعاقب این مرحله، تحلیل داده ها، مشابه با روش آماری قطعی عملی می - گردد، با این تفاوت که فاصله از کانون زلزله تا جایگاه سد به عنوان کوتاهترین فاصله، از هر نقطه از ناحیه زمین شناخت لرزه ای تا محل سد، تلقی می گردد، مشروط بر آنکه محل سد خارج از ناحیه زمین شناخت لرزه ای واقع شده باشد.

### ۳-۲-۳- زلزله های منبعث از مخزن

اگرچه زلزله های منبعث از مخزن نادر می باشند، ولی متعاقب پایان عملیات سد سازی بوقوع پیوسته اند. حضور گسل فعال در زیر یک مخزن عمیق می تواند وقوع زلزله ناحیه ای را حادث گردیده و منجر به خسارات شدید گردد. این مورد از زلزله بسیار بحث انگیز بوده و نقطه نظرات متفاوتی در این زمینه در سراسر جهان وجود دارد. ضروریست امکان رخداد زلزله های ناشی از پر شدن مخزن در تدوین معیارهای طراحی سدهای مرتفع جدید مورد توجه قرار گیرد، بویژه در شرایطی که گسل فعال یا گسلی با قابلیت فعال شدن در رژیم مخزن حضور داشته باشد.

### ۳-۳- طراحی انواع زلزله [ 23 ]

در ارزیابی سدهای جدید و موجود دو نوع زلزله طراحی مطرح می گردد:

۱- حداکثر زلزله محتمل ( $MCE$ )

۲- زلزله مبنای عملکرد<sup>۲</sup> ( $OBE$ )

$MCE$  به زلزله مرتبط با سازه های دارای شرایط زمین شناخت لرزه ای ویژه، نواحی دارای کانون زلزله یا حوزه هایی که سبب حرکت ارتعاشی زمین یا جابجایی پی می گردند و در چهارچوب زمین شناسی سازه ای<sup>۱</sup> شناخته شده در محل سد پدیدار می گردند، اطلاق می شود.

1- Maximum credible Earthquake  
2- Operating basis Earthquake

در صورت امکان ، ضروریست ، روش آماری قطعی در تعیین *MCE* مورد استفاده قرار گیرد . با اینحال ، در مواردی که منابع زلزله بدرستی مشخص نشده اند ، روش زمین شناخت لرزه ای نیز کاربرد خواهد داشت .

*OBE* به زلزله دارای حداکثر میزان لرزش ، که وقوع آن در طول عمر مفید پروژه ، قابل انتظار است ، اطلاق می شود . *OBE* معمولاً با توجه به خصوصیات زمین شناسی و زلزله شناسی یک ناحیه یا محل و بر مبنای احتمالات تعیین می گردد و مبین میزان حفاظت مورد لزوم در مقابله با زلزله است . لازم به ذکر است که عمر مفید پروژه ، به طور متداول برای سد یکصد سال منظور می گردد .

کلیه فرآیندها ، از مراحل گوناگون تحلیل و معیارهای موردنظر در انتخاب طراحی زلزله در نمودار شکل (۱-۳) ارائه شده است .

### ۳-۴- حرکت زمین در محل سد [ 23 ]

داده های حرکت زمین ( یا حرکت زمین در جایگاه سد ) تلفیق داده های زمین شناسی و زلزله شناسی با بار دینامیکی است . حرکات زمین معمولاً بوسیله نمودار ( زمان - تاریخچه ) مرتبط با شتاب زمین نشان داده می شود ، که به نمودار مذکور شتاب نگاشت اطلاق می گردد . هر شتاب نگاشت دارای یک منحنی طیف بازتاب است . طیف بازتاب ، نمودار بازتاب ماکزیمم سیستمی با یک درجه آزادی و برای یک دامنه تغییرات زمان و میرایی مخزن است . این بازتاب را می توان بر حسب واحدهای شتاب ، سرعت یا جابجایی بیان نمود . به منظور تحلیل طیف بازتاب یک سد ، به طور متداول ، از طیف های بازتاب شتاب استفاده می گردد . همچنین ، طیف های مذکور پایه و اساس انتخاب شتاب سنجهایی است که به عنوان داده های آنالیز زمان - تاریخچه شتاب مورد استفاده قرار می گیرند . طیف ها را می توان بر مبنای سوابق زلزله های واقعی یا با استفاده از معادلات تجربی ، مبتنی بر پارامترهای زلزله از قبیل شدت و فاصله بین محل سد و گسل ( یا محل سد و کانون زلزله ) محاسبه نمود .

### ۳-۵- تشریح حرکت زمین (مدلسازی زلزله)

یکی از مراحل طراحی یک سازه مقاوم در برابر زلزله، تشریح عددی (مدلسازی) حرکت زمین می‌باشد. منظور از تشریح حرکت زمین، بیان عددی و ریاضی آن و در واقع بیان کمی زلزله است به طوری که بتوانیم اثر زلزله را بر سازه بصورت کمیتهای عددی بیان نماییم. در این مورد عدم قطعیت‌هایی، به علت عوامل ناشناخته‌ای مثل فاصله و مکانیزم منبع زلزله و بافت زمین، چگونگی حرکت و دامنه امواج وجود دارد.

به هر حال، مدل‌های زیر برای نشان دادن اثر حرکت شدید زمین بر سازه متداول می‌باشد [3]:

(۱) بار متمرکز

(۲) طیف پاسخ

(۳) شتابنگاشت حقیقی یا مصنوعی

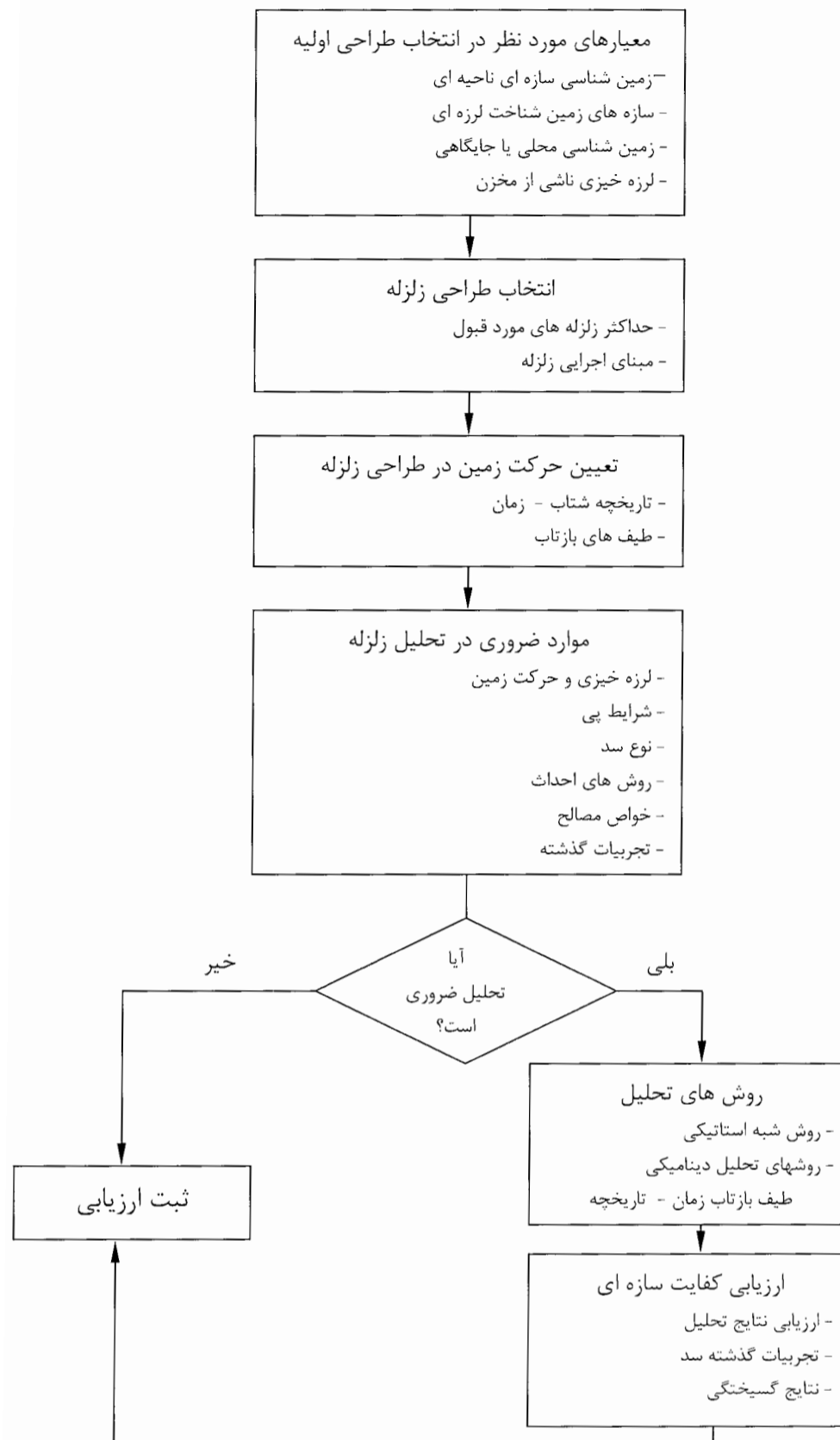
برای هر یک از سه روش مدلسازی زلزله روش‌های تحلیلی خاصی وجود دارد، این روش‌ها عبارتند از:

(۱) روش معادل استاتیکی

(۲) روش دینامیکی<sup>۱</sup>

بسته به نوع زلزله و مشخصات سازه مورد نظر، ممکن است رفتار سازه در محدوده خطی و یا غیر خطی باشد. از این نظر، می‌توانیم سازه را در حالت‌های خطی و یا غیر خطی تحلیل نماییم که به غیر از روش معادل استاتیکی سایر روش‌ها را می‌توان به صورت خطی و یا غیر خطی بکار برد. در مدلسازی زلزله به روش بار متمرکز، اثر زلزله به صورت یک نیروی متمرکز بر سازه اعمال می‌گردد. معروفترین شکل داده‌های حرکت زمین طیف پاسخ در برابر یک زلزله معین است.





شکل ۳ - ۱ - نمودار نشان دهنده مراحل تحلیل زلزله و طراحی سد

روش دیگر مدلسازی حرکت زمین ، شتاب نگاشت می‌باشد . در این روش ، شتاب حرکت بوسیله دستگاه شتاب نگاشت ثبت شده و سپس با انجام عملیاتی روی آن و عبور آن از فیلترهای مورد نظر به صورت اعداد قابل استفاده در انتگرال گیری مستقیم معادله حرکت در می‌آیند . این روش از دقیق ترین روش ها می‌باشد . ولی لازمه آن در اختیار داشتن داده‌های شتاب حرکت زمین می‌باشد . به دلیل اینکه اثر زلزله‌های مختلف بر سازه متفاوت می‌باشد ، تحلیل ، فقط برای یک زلزله نمی‌تواند نشان دهنده اثرات زلزله‌های متعددی که در طول عمر سازه امکان وقوع آن وجود دارد ، باشد . لذا می‌توانیم از میانگین اثرات زلزله‌های ثبت شده استفاده نماییم . ولی چون مقدار زلزله‌های ثبت شده در یک منطقه اغلب اندک می‌باشد ، استفاده از زلزله‌های مصنوعی<sup>۱</sup> پیشنهاد گردیده است .

همچنین ، به منظور بررسی پاسخ سدهای بتنی به تحریک دینامیکی ناشی از زلزله ، عمدتاً از دو نوع آنالیز استفاده می‌شود [ 8 ] :

۱- آنالیز دینامیکی طیف پاسخ

۲- آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی

در آنالیز دینامیکی طیف پاسخ ، طیف زلزله مورد نظر به عنوان داده های اولیه تحلیل جهت محاسبه حد اکثر پاسخ سد در حین زلزله بکار می‌رود . سپس تغییر مکانهای حد اکثر گرهی و تنشهای المان ها برای هر مود ارتعاشی جداگانه محاسبه می‌شوند و نهایتاً جهت بدست آوردن پاسخ حداکثر ، پاسخ مربوط به کلیه مودها با هم ترکیب می‌شوند .

آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی در بررسی هر دو رفتار خطی و غیر خطی سدهای بتنی کاربرد دارد . این روش تحلیل ، متداولترین نوع آنالیز در تعیین پاسخ سدهای بتنی می‌باشد . آنالیز فوق به علت قابلیت بررسی مشخصه های دینامیکی وابسته به زمان ، نتایج دقیقی از رفتار سازه در زمان وقوع زلزله ارائه می‌دهد . در این نوع آنالیز ، رکورد مولفه های زلزله به عنوان داده های ورودی بکار می‌رود و تاریخچه تغییر مکان نقاط سد و تنشهای متناظر بوسیله یکی از دو روش ترکیب مودها یا انتگرال گیری مستقیم از معادلات حرکت تعیین می‌شوند .

### ۳-۶- روشهای بارگذاری زلزله با ذکر معایب و محاسن آنها

جهت بارگذاری زلزله روشهای متفاوتی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در روشهای قدیمی، زلزله بصورت ضریب ثابتی در تمام نقاط سد وارد می‌شود که مطالعات و اندازه‌گیری‌های انجام شده تفاوت زیادی را در مقدار واکنش سد و تنشهای بوجود آمده با روشهای قدیمی نشان می‌دهد. در روش پیشرفته‌تر، زلزله بصورت ضریب متغیری در تمام نقاط سد اعمال می‌شود که حداکثر آن در نقاط تاج مرکزی سد است.

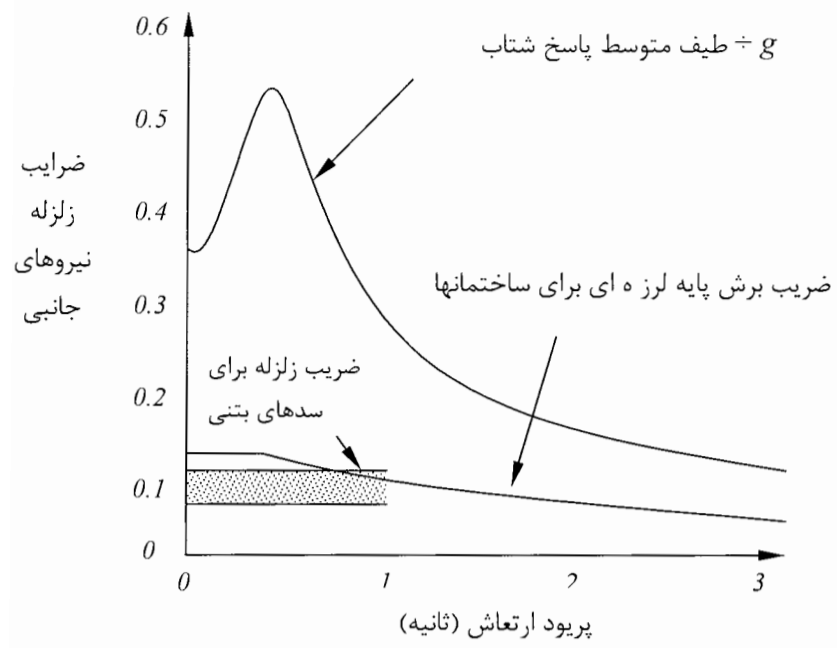
روش دیگر، روش اعمال طیف شبه شتاب است که این روش را می‌توان با استفاده از نتیجه طیف چند زلزله با خصوصیات مشابه با محل مورد نظر بکار برد. همچنین با استفاده از شتابنگاشت‌های ثبت شده و شتابنگاشت‌های مصنوعی و با استفاده از برآورد تجربی زلزله، می‌توان شتاب نگاشت احتمالی ناشی از زلزله را بر سد وارد کرد.

### ۳-۶-۱- محدودیتهای روش قدیمی [23]

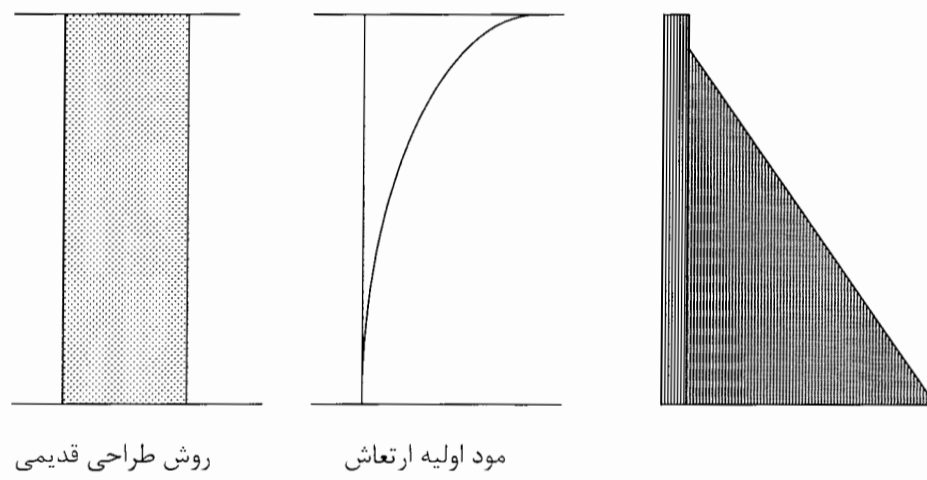
مقادیر  $0/05$  تا  $0/15$  که معمولاً برای ضریب زلزله در نظر گرفته می‌شود، در مقایسه با مقادیر متناظر عددی طیف پاسخ شبه شتاب برای حرکات شدید زلزله در محدوده پریود ارتعاش تا یک ثانیه (شکل ۳-۲) که تقریباً بزرگترین پریود ارتعاش ممکن در سدهای بتنی قوسی می‌باشد، بسیار کوچکتر است. در شکل (۳-۲) باید به این نکته توجه شود که مقادیر ضریب برش پایه لرزه ای<sup>۱</sup> برای سدها همانند مقادیر تعیین شده برای ساختمانها باید بتوانند:

- ۱- زمین لرزه های ضعیف را بدون خسارت تحمل کنند.
- ۲- در مقابل زمین لرزه های متوسط، بدون خسارت سازه ای مقاومت نمایند.
- ۳- در مقابل زمین لرزه های شدید، با مقداری خسارت سازه ای مقاومت کرده ولیکن فرو نریزند. نیروهایی را که در اثر حرکت افقی زمین بر سد اعمال می‌شود، می‌توان از ضرب کردن ضریب زلزله ای که با ارتفاع تغییر می‌کند، در وزن سد در هر واحد ارتفاع بدست آورد. برای

1- seismic base shear coefficient values



شکل ۳-۲- مقایسه طیف پاسخ زمین لرزه و ضرایب طراحی



شکل ۳-۳- ضرایب توزیع زلزله در ارتفاع سد

سازه های با پریود ارتعاش کوتاه مانند سدهای بتنی قوسی ، این نیروهای جانبی ذاتاً ناشی از پاسخ در مود اولیه ارتعاش بوده ( شکل ۳-۳ ) و ضریب زلزله ، قدری تغییر می کند . در مقابل ، در روشهای قدیمی تحلیل و طراحی ، خصوصیات دینامیکی سد نادیده گرفته شده و ضریب زلزله در همه جا یکنواخت فرض می شود که نتیجه آن توزیع غلط نیروهای جانبی و تنش در سد می - شود .

با اینحال ، تحلیل های دینامیکی اخیر روی سدهای بتنی و محل ترکهای ناشی از زلزله در آنها نشان داده است که مقدار تنش در قسمت بالای سد ، در نزدیکی سطوح سراب و پایاب ، بیشتر است . لذا اگر طراح بخواهد مقاومت بتن در قسمتهای مختلف سد متفاوت باشد ، باید توجه کند که در این مناطق باید از مقاومترین بتن استفاده شود .

### ۳-۶-۲- روش شبه استاتیکی

### ۳-۶-۱- روش ضریب /ینرسی ثابت

همانطور که در قسمت قبل گفته شد ، در محاسبات قدیمی سدهای بتنی ، اثر زلزله بصورت نیروی افقی و درصدی از وزن آن و بطور یکنواخت در ارتفاع سد در نظر گرفته می شود و به این نیرو اثر هیدرو دینامیک مخزن نیز اضافه می شود ، یعنی علاوه بر نیروی هیدرو استاتیک طبق رابطه زیر به سد اعمال می شود [ ۸ ] :

$$P_e = 0.785.a.\rho_w.(H.Z)^{0.5} \quad (۱-۳)$$

که در آن:

$P_e$ : حداکثر فشار دینامیکی آب ،  $Z$ : عمق مورد نظر  $a$  : ضریب برای شتاب زمین  $H$  : عمق مخزن و  $\rho_w$  جرم مخصوص آب می باشند . این رابطه با فرض صلب بودن بدنه سد بدست آمده است و در این رابطه  $a$  ضریب زلزله (۰/۱۵ - ۰/۰۵) می باشد .

مدهای ارتعاش سد در ارتفاع و در سطح مقطع افقی ، در ترازهای مختلف به نحوی است که هیچگاه فرض بارگذاری یکنواخت را تایید نمی نماید . تغییرات بارگذاری سدهای قوسی که در مدهای مختلف بارگذاریهای زلزله کاملاً نامتقارن می باشند ، می توانند در شرایطی بیشترین

تنشها و حالت بحرانی را بوجود آورند که هیچگاه در آنالیز ساده فوق‌الذکر امکان دستیابی به آنها نیست. از طرف دیگر فرمول ساده فوق‌الذکر برای منظور کردن اثرات هیدرودینامیکی، نمی‌تواند بیانگر اندرکنش سد و مخزن باشد، چرا که در حالت واقعی نه تنها سد تغییر شکل‌پذیر است، یعنی به هنگام وقوع زلزله و قرار گرفتن تحت اثر زلزله می‌تواند تغییر شکل‌های قابل توجهی را دریافت نماید، بلکه آب نیز در یک تراکم دینامیکی، قابلیت فشرده شدن یا تراکم‌پذیری را دارد. لذا همه این عوامل باعث تغییر در توزیع فشار بر روی جداره سد در هر یک از حالات ارتعاشی آن می‌گردد.

حال آنکه در اعمال بارگذاری بروش قدیمی، اولاً: سد صلب منظور شده ثانیاً: آب مخزن غیر قابل تراکم فرض می‌شود که در سدهای بزرگ اختلاف زیادی را باعث می‌شود.

مساله دیگری که در این سدها مطرح است تغییرات خواص مکانیکی جسم در حالات دینامیکی است. آزمایش‌های دینامیکی با آهنگ سریع تغییر شکل بر روی نمونه‌های مختلف بتن نشان داده است که مدول الاستیته محوری  $E$  و مدول الاستیته برشی  $G$  افزایش می‌یابد و مقاومت فشاری و مقاومت کششی بتن نیز به همین علت افزایش نشان می‌دهد.

با توجه به نکات فوق، بر اساس یافته‌های جدید ملاحظه می‌شود که انجام محاسبات شبه استاتیکی با روش قدیمی در این قبیل از سدها منتهی به نتایج کاملاً غیر واقعی می‌گردد. زیرا اولاً پاسخ یا بازتاب دینامیکی سد و آب موجود در مخزن سد در محاسبات نادیده گرفته می‌شود و ثانیاً خواص حرکتی حاصل از زلزله در آنالیز وارد نمی‌شود و بازتاب موده‌های ارتعاشی در تغییر شکلها و تنشها (ناشی از بارگذاری متغیر) در آنالیز استاتیکی در نظر گرفته نمی‌شود.

### ۳-۶-۲- روش ضریب/ینرسی متغیر

روشهای آنالیز دینامیکی، نشان داده‌اند که توزیع نیروی زلزله در سدهای بتنی قوسی به هیچ‌وجه یکنواخت نبوده و نمی‌توان با ضریب ثابت آن را نشان داد. با توجه به این مطلب، روشهای آنالیز با استفاده از ضرایب شبه استاتیکی تصحیح شده است. برای مثال آیین‌نامه

سدهای چین روشی را پیشنهاد می‌کند که در نوع خود پیشرفته‌تر است و در اینجا آن را ذکر می‌کنیم [ 19 ] .

با توجه به توصیه های کمیته ملی تدوین آیین نامه های محاسباتی چین ، معیارهای زیر که توصیه های کمیته مزبور برای محاسبه سدها در مقابل زلزله است ، ارائه می شود :

ضریب اینرسی  $f$  حاصل از زلزله بر سدهای بتنی ، همواره باید بزرگتر از یک باشد و بر حسب ارتفاع به شرح زیر می باشد :

$f=1/1$  برای سدهای کوتاهتر از ۳۰ متر

$f=1/3$  برای سدها با ارتفاع بین ۳۰ تا ۷۰ متر

$f=1/5$  برای سدهای با ارتفاع بین ۷۰ تا ۱۵۰ متر

بر اساس تجربه ، ترکیب بارگذاری خاص مانند زلزله بین  $1/0.8$  تا  $1/2$  برابر ترکیب اصلی بارگذاریها بوده و اجازه داده می شود تا ضریب اطمینان در مقابل لغزش ( لغزش سد روی پی ) در حالت خاص ، بین ۵ تا ۱۰ درصد کاهش پیدا کند . بنابراین ، در مقابل زلزله باید ترکیب بارگذاری در نظر گرفته شود که در اینجا شامل :

بارهای زلزله ، نیروی هیدرواستاتیکی و بارهای ناشی از سیلاب به منظور کنترل آن می باشد . ضریب  $f$  فوق در حقیقت ضریب افزایش بار بواسطه اثر دینامیکی آن در مقابله با لغزش سد بطرف جلو ( پایداری ) و هم جهت کنترل تنشهای اجزای سد می باشد .

آنچه مسلم است ، بارگذاری دینامیکی حاصل از اثرات زلزله ، تنها با در نظر گرفتن مقدار و جهت زلزله نمی‌تواند بصورت یک الگو ارائه گردد . زیرا با توجه به طیف پاسخ زلزله و دیگر مشخصه‌های آن از قبیل حداکثر شتاب ، سرعت ، تغییر مکان و زمان موثر شوک و پریود طبیعی یا فرکانس زلزله ، مودهای ارتعاشی سد و فرکانس اساسی آن و سایر مشخصه‌های سازه‌ای و شکل هندسی دره ، نوع این بارگذاری متفاوت خواهد بود .

بدیهی است نیروها و ضرائب پیشنهادی به منظور انتخاب یک سیستم بارگذاری معادل زلزله که توسط استانداردها و یا آیین‌نامه‌های مربوطه توصیه می‌شود ، ابزاری مهندسی برای تامین ایمنی لازم می باشد . در هر حال امروزه بواسطه پیشرفتهای شگرفی که در زمینه محاسبات ،

انجام آزمایشها با تکنولوژی پیشرفته‌تر ، ابزار دقیق و غیره ، حاصل شده و در حال گسترش سریع می‌باشد ، معیارهای فوق‌الذکر نیز دستخوش تحول می‌گردد .



## فصل چهارم

### آشنایی با رفتار دینامیکی سد و مخزن

#### ۴-۱- مقدمه

زمانی که یک سازه بصورت جزئی یا کلی در مجاورت سیال قرار می‌گیرد، پاسخ سازه به تحریکات دینامیکی متأثر از اندرکنش سازه و سیال می‌باشد. منظور از اندرکنش، اثر متقابل دو محیط در تماس با یکدیگر، مانند آب و سازه می‌باشد. در این فصل، پس از معرفی سیستمهای درگیر به بررسی اندرکنش سد و مخزن می‌پردازیم.

#### ۴-۲- سیستمهای درگیر<sup>۱</sup> [کوپله] [ 2 ]

بطور کلی سیستمهای درگیر شامل دو یا چند سیستم فیزیکی، با اثرات متقابل بر روی یکدیگر می‌باشند، بطوریکه حل هر کدام از این سیستمها به تنهایی و بدون حل دیگر سیستمها امکان پذیر نخواهد بود. معمولاً در چنین سیستمها یا محیطهایی متغیرهای اصلی سیستمها به یکدیگر وابسته بوده و در نتیجه معادله دیفرانسیل حاکم بر رفتار هر سیستم نیز با دیگر سیستمها درگیر (کوپله) می‌باشد. لذا نوشتن معادلات حرکت یا تعادل یا هر نوع معادله دیگری که مورد نظر است، در چنین حالتی نهایتاً منجر به دستگاه معادلات دیفرانسیل درگیر (کوپله) خواهد گردید. ولی چنانچه معادله دیفرانسیل حاکم بر رفتار یک سیستم یا یک محیط، به تنهایی مد نظر قرار گرفته و حل گردد، این، بدان معنی است که وجود سیستمهای دیگر در کنار سیستم مورد نظر را نادیده انگاشته و از اثرات آنها بر سیستم مورد نظر چشم‌پوشی شده است.

چون در مسائل مهندسی راه و ساختمان معمولاً سه محیط سیال، سازه و خاک دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشند، لذا اغلب، بررسی سیستمهای درگیر شامل تحلیل اثرات متقابل این محیطها بر یکدیگر، در حالات مختلف بارگذاری می‌باشد.

#### ۴-۲-۱- انواع سیستمهای درگیر

از آنجا که بررسی اثرات سیستمهای درگیر، یک موضوع نسبتاً جدید می‌باشد، متأسفانه تا کنون یک طبقه‌بندی کامل و فراگیر که شامل همه انواع سیستمها گردد ارائه نشده است. به عنوان مثال زینکوویچ پیشنهاد می‌نماید که سیستمهای درگیر را به دو گروه به شرح زیر طبقه‌بندی کنیم [2]:

گروه یک: این گروه شامل مسائلی است که در آن دو محیط با خواص فیزیکی متفاوت بگونه‌ای در کنار یکدیگر قرار گرفته‌اند که مرز بین آنها به خوبی قابل تشخیص بوده و می‌توان به کمک شرایط مرزی و روابط سازگاری در مرز بین دو محیط، اثرات متقابل آنها را بر روی یکدیگر بررسی نمود. (شکل ۴-۱)

گروه دو: این گروه شامل مسائلی است که در آن محیطهای متفاوت با خواص فیزیکی مختلف در هم فرو رفته و یا یکدیگر را می‌پوشانند، بطوریکه مرزی میان دو ناحیه وجود نداشته و محیط بصورت مخلوطی از دو یا چند ماده متفاوت در می‌آید. (شکل ۴-۲)

به عنوان مثال، برای گروه یک، می‌توان اثرات متقابل سازه و سیال و برای گروه دو، اثرات متقابل (اندرکنش) خاک و سیال را نام برد.

از طرفی دیگر، با یک نگرش محدودتر به مساله، اثرات متقابل<sup>۱</sup> انواع محیطها بر روی یکدیگر را می‌توان به چهار گروه عمده زیر تفکیک نمود:

۱- اندرکنش سازه - سیال

۲- اندرکنش خاک - سیال

۳- اندرکنش خاک - سازه

۴- اندرکنش انواع محیطهای سازه‌ای با یکدیگر

بدیهی است که با توجه به فرضیات هر مورد و شرایط حاکم بر آن، می‌توان هر یک از گروههای بالا را نیز به بخشها و زیر مجموعه‌های کوچکتری تقسیم نمود. از آنجا که هدف،

بررسی اندرکنش آب و سازه در یک حالت خاص ( سیستم سد و مخزن ) است ، لذا پس از ذکر مقدمه ای از پدیده اندرکنش ، به بررسی انواع حالات اندرکنش سازه و سیال بسنده می‌نماییم .

#### ۴-۳- بررسی اندرکنش بین سد و مخزن

اندرکنش موجود بین سد و مخزن نقش بسیار مهمی در پاسخ سیستم شامل سد و مخزن سیال پشت سد دارد . از آنجا که آب نمی‌تواند تنش برشی را منتقل کند ، لذا در طی حرکات ناشی از زلزله ، به طور مستقیم تحت تاثیر تحریکات ناشی از زمین‌لرزه قرار نمی‌گیرد . اما آب انباشته شده در پشت سد ، از اطراف با محیطهای جامدی مانند بدنه سد ، کف مخزن و کوههای پیرامونی در ارتباط است . این محیطهای جامد در اثر زلزله به حرکت درآمده و انرژی حاصل از نیروی زلزله را به صورت امواج فشاری به آب منتقل می‌کنند . در اثر انرژی جذب شده ، آب موجود در مخزن به تلاطم درآمده و سبب بوجود آمدن فشارهای دینامیکی بر محیط جامد اطراف می‌گردد . از آنجا که کوههای اطراف از سختی قابل توجهی برخوردارند ، لذا این فشارها اثر چندانی بر آنها ندارند ، ولی بدنه سد به عنوان یک پوسته نازک ، تحت تاثیر این فشارها واقع شده و اثر می‌پذیرد . در نتیجه ، فشارهای هیدرو دینامیکی مذکور ، پاسخ سیستم را تحت تأثیر زیادی قرار خواهد داد و بالعکس ، انعطاف‌پذیری بدنه سد باعث ایجاد تغییراتی در فشارهای هیدرو دینامیکی خواهد گردید . این تاثیر متقابل ، به مساله اندرکنش سد و مخزن معروف شده است .

اندرکنش دینامیکی سیال - جامد در هنگام وقوع زلزله ، باعث بوجود آمدن یک مساله کوپلی می‌شود و در آن اندرکنش بین دو محیط فیزیکی متفاوت رخ می‌دهد . در اینجا فاز جامد و سیال نمی‌توانند به تنهایی حل شوند . حرکت سازه به فشار هیدرو دینامیک در سطح تماس و فشار آب به شتاب نرمال دیواره در تماس با آب بستگی دارد . همچنین زلزله باعث بوجود آمدن اندرکنش بین سد بتنی و فونداسیون می‌شود و این بدان معناست که اندرکنش دینامیکی آب - سد - فونداسیون نیز باید به صورت مناسبی مدل شود .

رفتار دینامیکی ترکیب سازه و سیال می تواند با رفتار سازه تنها خیلی تفاوت داشته باشد و شکل و فرکانسهای ارتعاشی در دو حالت اختلاف فاحشی داشته باشند. به همین دلیل امروزه در محاسبات مربوطه، سازه همراه با محیط پیرامون اعم از پی و سیال مدل شده، تا شکل دقیق تری از پدیده اندرکنش سازه و آب و فونداسیون بدست آید. انواع مختلف اندرکنش سازه و سیال را می توان در سه گروه به شرح زیر خلاصه نمود.

#### ۴-۳-۱- اندرکنش جریان سیال با تغییر مکانهای بزرگ: [ 2 ]

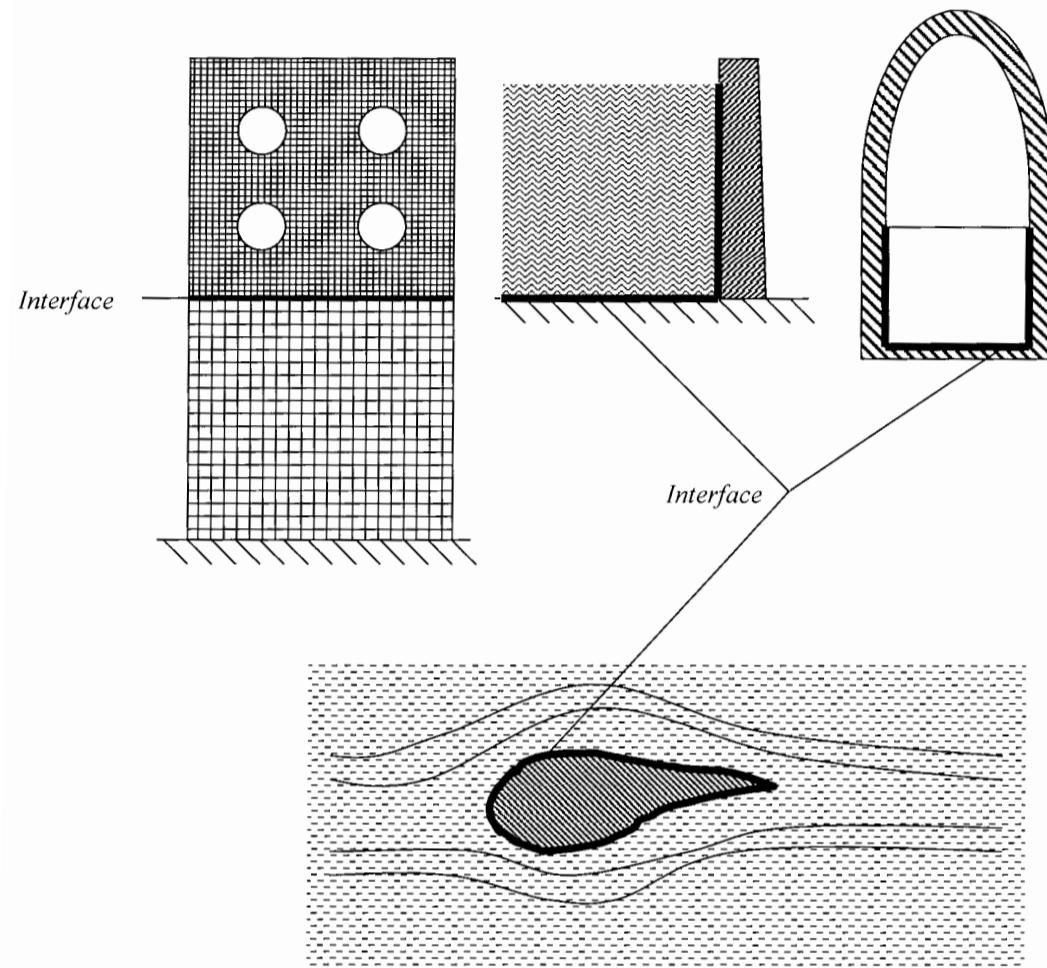
در چنین حالتی معمولاً قوانین دینامیک سیالات حاکم بوده و از تراکم پذیری سیال صرف نظر می شود. یعنی سرعت انتشار امواج الاستیک در سیال بی نهایت فرض می گردد. جریان آب در یک کانال، عبور جریان هوا از روی بدنه بال هواپیما و یا اثر وزش باد بر روی انواع پلهای کابلی مثالهایی از این نوع می باشند. در این موارد روش کار به این صورت است که سازه در مقابل جریان سیال بصورت کاملاً صلب فرض شده، لذا بار حاصل از جریان سیال در زمان مشخص که بر روی سازه اعمال می شود قابل محاسبه می باشد. به عبارت دیگر مساله با این فرض حل می شود که تغییر شکلهای احتمالی سازه بر روی رژیم جریان سیال بی اثر بوده و نیروی وارده به سازه تابع این تغییر شکلهای نمی باشد.

#### ۴-۳-۲- اندرکنشهای ناگهانی

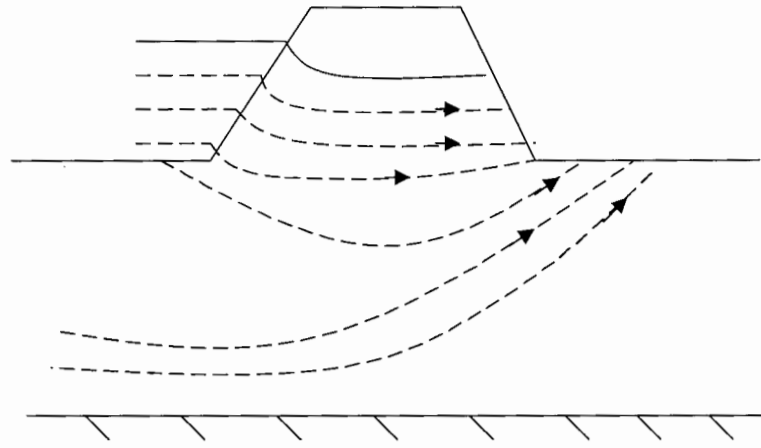
این گونه اندرکنشها در زمان بسیار کوتاه و با تغییر مکانهای محدود اتفاق می افتد. در اینگونه مسائل اثر تراکم پذیری سیال از اهمیت خاصی برخوردار است و اثر تغییر جرم حجمی سیال نیز باید در محاسبات منظور گردد. این حالت شبیه به یک انفجار ناگهانی است. به عنوان مثال می توان برخورد بسیار سریع سیال با یک دیواره به صورت ضربه (مثل ضربه قوچ) و یا سقوط یک گلوله با سرعت زیاد در آب را نام برد.

#### ۴-۳-۳- اندرکنشهای طولانی

اینگونه اندرکنشها در زمان نسبتاً طولانی تری و با تغییر مکان نسبی محدود اتفاق می افتند . در این حالت امواج الاستیک یا سطحی بر اثر تحریک خارجی در سیال ایجاد شده و به سازه مورد نظر برخورد می نمایند که برحسب مورد ، اثر تراکم پذیری سیال ممکن است مهم یا قابل صرف نظر کردن باشد . اندرکنش انواع سکوهای دریایی در برابر امواج دریا ، مثالهایی از این نوع می باشند .



شکل ۴-۱- اندرکنش محیطهای متفاوت ، گروه یک ، مرز بین محیطها قابل تشخیص است .

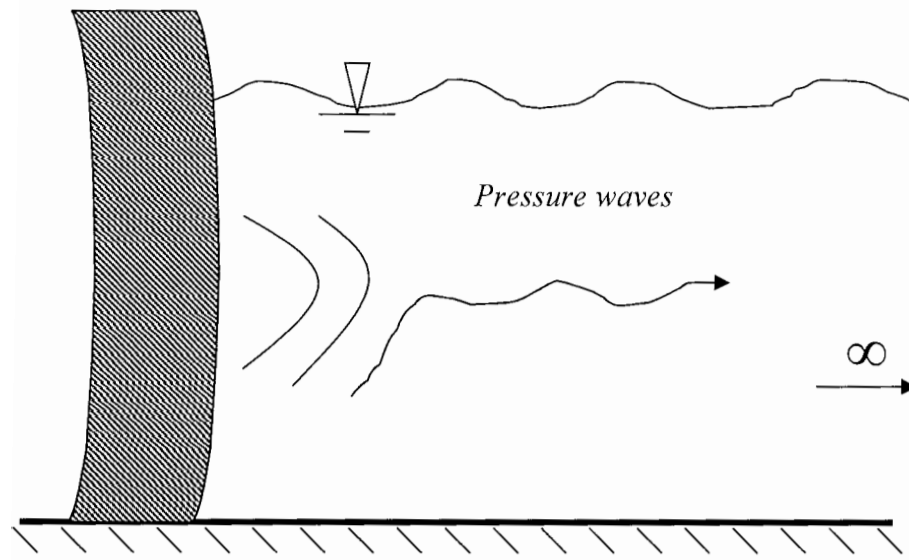


شکل ۴-۲ - اندرکنش محیطهای متفاوت ، گروه دو ، محیطها بصورت متداخل در هم عمل می کنند .

#### ۴-۳-۴ - سیستم سد و مخزن [ 6 ]

برای تجسم مساله ، سیستمی متشکل از یک سد بتنی طویل را که روی پی صلبی واقع شده و مخزنی با کف افقی که تا بی نهایت ادامه دارد ، در نظر می گیریم (شکل ۴-۳) . در چنین سیستمی به هنگام وقوع زلزله ، سد که به زمین متصل است به نوسان واداشته می شود و این در حالی است که حجم عظیم آب پشت سد به دلیل نیروی برشی ناچیز بین کف مخزن و محیط سیال ، مستقیماً تحت تأثیر حرکت افقی زمین قرار نمی گیرد و تنها در اثر ارتعاشات سد و مخزن ، امواج فشار هیدرودینامیک ایجاد می شوند که به سمت بالادست مخزن منتشر می گردند و انرژی را با خود از محیط دور می کنند .

نیروهای دینامیکی مولد حرکت در سد عبارتند از : نیروی اینرسی ناشی از حرکت زمین و نیروی هیدرودینامیک اعمال شده از طرف سیال بر وجه بالا دست سد . قابل توجه است که فشارهای هیدرودینامیکی که در سیال مجاور سد ایجاد می شود خود تابعی از حرکت سد می باشند . بطور کلی اندرکنش بین سد و مخزن از نوع اندرکنش نوع سوم سازه و سیال می باشد که موجب افزایش تنشهای داخلی در بدنه سد در هنگام زلزله می گردد و میزان این افزایش تابعی از نسبت فرکانس طبیعی سد به فرکانسهای طبیعی مخزن سد است .



شکل ۳-۴ - مدل سد - مخزن و امواج مولد نیروهای هیدرودینامیکی

## فصل پنجم

### معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط سیال

#### ۵-۱- اثر مخزن در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی

به منظور در نظر گرفتن اثر مخزن در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی از دو روش اویلری و لاگرانژی می توان استفاده نمود . بطور کلی بر اساس اینکه در محیط سیال چه پارامتری به عنوان متغیر اصلی در نظر گرفته شده باشد ، می توان این دو روش را بکار گرفت . در روش لاگرانژی ، رفتار سیال بر حسب پارامتر تغییر مکان در نقاط گرهی المان سیال تعریف میشود. بنابراین بطور خودکار شرط سازگاری و تعادل در گره های مشترک سیال و سد ارضا می شود .

در روش مذکور ، سیال مانند جامدی با سختی برشی صفر فرض می شود و اثر امواج سطحی نیز بصورت مستقیم در روابط وارد می شود . با اینحال مدلسازی لاگرانژی در ابتدا چندان موفقیت-آمیز نبوده و دلیل آن حضور مودهای تغییر شکل صلب با فرکانس صفر یا مودهای انرژی صفر بودند که باعث ناپایداری جوابها می شدند .

این مودها عملاً به دلیل مدول برشی صفر برای سیال و استفاده از مرتبه انتگرال گیری کاهش یافته بوجود می آیند . تمهیدات خاصی در اکثر موارد برای رهایی از این مودها صورت گرفته است. بعضی محققان استفاده از مرتبه انتگرال گیری کامل را جهت حذف این مودها پیشنهاد نموده اند ، اما بعداً مشخص شد که این عمل نمی تواند رفتار سیال را بصورت صحیح تضمین نماید . [ 6 ]



در روش اویلری، که به محیط از دید اویلری نگریسته شده است، رفتار سیال بر حسب متغیر فشار یا پتانسیل سرعت برای نقاط گرهی دلخواه ولی با مختصات ثابت در طول زمان ارائه میگردد. عبارت بهترمتغیرهای اصلی موردنظر، پتانسیل سرعت  $Q$  یا فشار  $P$  در نقاط گرهی المان سیال و تغییر مکان گرهی در المان سازه می باشند. این روش در نهایت منجر به تشکیل دستگاه معادلات نامتقارن می شود. همچنین ارضای شرط مرزی کوپله در مرز سیال با سازه، عرض باند ماتریسها را و در نتیجه زمان حل را افزایش می دهد. همچنین در این روش بر خلاف روش لاگرانژی بدلیل اینکه فقط از پارامتر فشار در سیال استفاده شده است، مقدار درجات آزادی کل سیستم کمتر خواهد بود [ 3 ].

#### ۲-۵- معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک [ 24 ]

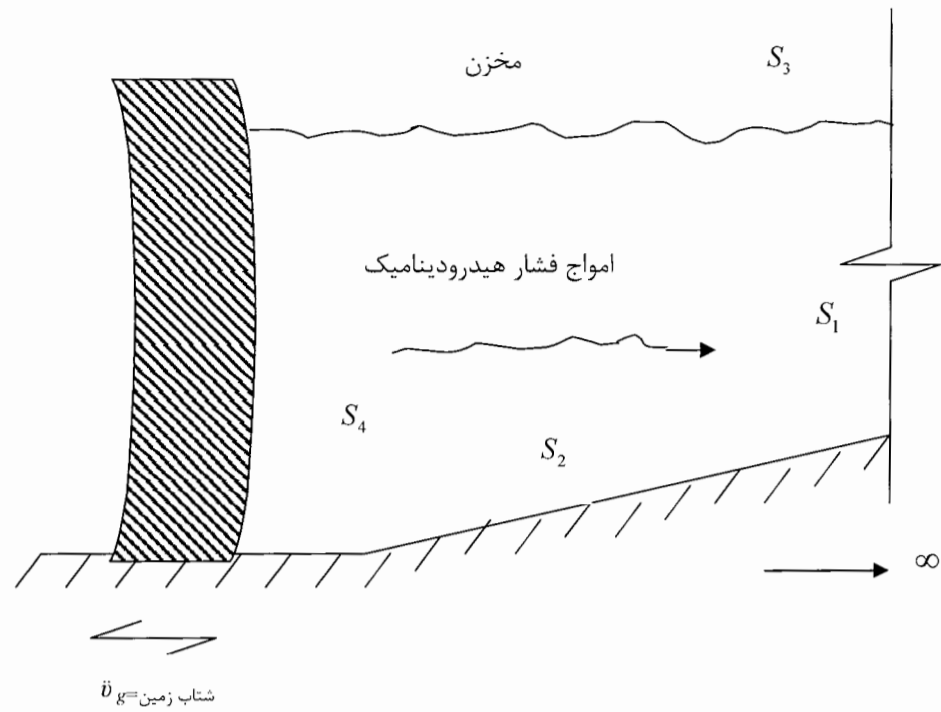
پاسخ دینامیکی سیستم سد و مخزن در گروه مسائلی از اندر کنش<sup>۱</sup> سازه و سیال قرار دارد که در آن جابجائیهای سیال کوچک و تحریک دینامیکی، مؤلفههایی با فرکانس متوسط را شامل می شود. برای این مسائل تراکم پذیری اهمیت متوسط و چسبندگی اهمیت کمی دارد. به منظور بررسی رفتار دینامیکی سیستم، آب مخزن محیطی همگن، ایزوتروپ، غیر چسبنده، غیر چرخشی و با تراکم پذیری خطی در نظر گرفته می شود. با ساده کردن معادلات ناویر - استوکس<sup>۲</sup> برای مایعات غیر چسبنده، در محدوده جابجائیهای کوچک سیال و استفاده از قوانین تجربی استوکس برای رابطه بین فشار هیدرودینامیک و کرنش حجمی ( $\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$ ) و صرف نظر از تغییرات زمانی و مکانی دانسیته جرمی آب، معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن با نام معادله هلمهولتز به شکل زیر حاصل می شود:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} \quad (1-5)$$

که در آن  $P$ ، فشار هیدرودینامیک و  $C$  سرعت انتشار صوت در مخزن می باشد.

با توجه به شرایط هندسی مخزن، چهار نوع شرط مرزی برای محیط مخزن مطابق شکل (۱-۵)

(شرایط  $S_1, S_2, S_3, S_4$ ) می‌توان در نظر گرفت ، که بررسی خواهند شد .



شکل ۵-۱- سد بتنی قوسی با مخزن و شرایط مرزی

۵-۲-۱- شرایط مرزی محیط مخزن [ 24 ]

۵-۲-۱-۱- شرط مرزی برای بالادست مخزن با شرط مرزی انتشاری ( $S_1$ )

هنگام وقوع زلزله ، در اثر ارتعاش سد ، امواج حجمی فشار هیدرودینامیک که در مخزن ایجاد شده و به سمت بالادست منتشر می‌شوند ، با انتشار خود انرژی را از محیط دور می‌کنند . معادله انتشار امواج یک بعدی در حالت کلی به شکل زیر بیان می‌شود :

$$P = r^{\frac{(1-m)}{2}} \{f(r-ct) + f(r+ct)\} \quad (2-5)$$

در معادله فوق  $P$  فشار هیدرودینامیک ،  $C$  سرعت موج در محیط ،  $r$  فاصله از منبع ارتعاش و  $f$  تابعی است که شکل موج را بیان می‌کند ، و  $m$  پارامتری است که نوع موج را به شرح زیر مشخص می‌کند :

امواج استوانه‌ای  $m = 2$

امواج مسطح  $m = 1$

اگر نسبت دامنه موج پس‌رو به دامنه موج پیش‌رو را با  $\varepsilon$  نمایش دهیم، معادله زیر با نام شرط مرزی سامرفلد<sup>۱</sup> قابل اثبات است:

$$\frac{\partial p}{\partial r} = \frac{-1}{r} \left( \frac{m-1}{2} \right) p - \frac{1}{c} \left( \frac{1-\varepsilon}{1+\varepsilon} \right) \dot{p} \quad (3-5)$$

در تحقیق حاضر فرضیات ساده‌کننده‌ای به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود. در صورتیکه سد به اندازه کافی طویل باشد، در فاصله دور از سد ( $r$  به اندازه کافی بزرگ) امواج فشار حاصل از ارتعاش سد، امواجی مسطح خواهند بود، و در این حالت معادله به شکل زیر ساده می‌شود:

$$\frac{\partial p}{\partial r} = \frac{-1}{\beta c} \dot{p} \quad (4-5)$$

که در آن:

$$\beta = \frac{1+\varepsilon}{1-\varepsilon} \quad (5-5)$$

$\beta$ ، نسبت امیدانس اکوستیک بستر به امیدانس اکوستیک سیال نامیده می‌شود.

چون در مرز بالادست تنها موج پیش‌رونده خواهیم داشت،  $\varepsilon = 0$  بوده و می‌توان شرط مرزی انتشاری را به شکل زیر بیان کرد:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1}{c} \dot{p} \quad (6-5)$$

تعبیر فیزیکی معادله فوق اینست که در مرز بالادست مخزن یک گروه مستهلک‌کننده امواج فشاری قرار داده شده است.

تحلیل چوپرا نشان داده است که شرط مرزی انتشاری به فرکانس بار دینامیکی وابسته است و شرط مرزی سامرفلد که در تحلیل قلمرو زمان معروف است، قادر نخواهد بود تحت هر فرکانس بارگذاری نتایج دقیقی بدست دهد. مطالعات شاران نشان می‌دهد که در بارگذاری‌هایی با فرکانس بیش از فرکانس مود دوم ارتعاش مخزن، شرط مرزی واقعی در مرز بالادست مخزن از پیچیدگی خاصی برخوردار بوده و تابعی از فرکانس بارگذاری و همچنین محل انتخاب شده برای مرز

بالادست است . مطالعات زینکوویچ نتیجه می‌گیرد که این شرط در بسیاری از محدوده‌های فرکانس بارگذاری نتایج نسبتاً دقیقی خواهد داشت ، و اگر در روش اجزای محدود ، مرز انتشاری حدود سه برابر عمق مخزن ، دور از سد انتخاب گردد ، نتایج حاصله قابل قبول است.

#### ۲-۱-۲-۵- شرط مرزی کف مخزن ( $S_2$ )

در این مرز قسمتی از موج که به کف برخورد می‌کند ، به دلیل رسوبات و با توجه به جنس مصالح کف مخزن جذب بستر مخزن شده و قسمتی از آن منعکس می‌گردد . به عبارتی ، در این حالت معادله (۴-۵) با مقدار  $\beta$  مخالف با یک قابل استفاده است . می‌توان شرط مرزی کف مخزن برای بستر تحت مولفه‌های افقی و قائم شتاب را به کمک معادله انتشار امواج تغییر مکان در محیط بستر و معادله انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط سیال براساس معادله هلمهولتز بیان کرد . بنابراین با فرض افقی بودن کف مخزن ، پدیده جذب انرژی سیستم از طریق انکسار امواج فشاری به داخل پی به کمک شرط مرزی با معادله زیر قابل بررسی می‌باشد :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho \ddot{v}_{gn} - \frac{1}{\beta c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (7-5)$$

در معادله فوق  $\ddot{v}_{gn}$  مولفه شتاب حرکت زمین در راستای عمود بر مرز و  $\beta$  نسبت امپدانس اکوستیک محیط بستر به محیط سیال بوده و از معادله زیر محاسبه می‌شود:

$$\beta = \frac{\rho_b C_b}{\rho C} \quad (8-5)$$

$\rho_b, \rho$  جرم حجمی سیال و مصالح بستر و  $C_b, C$  سرعت انتشار امواج در محیط سیال و محیط بستر می‌باشند . برای کف افقی مخزن ( در راستای محور  $x$  ) تنها تحت مولفه افقی شتاب ( $\ddot{v}_{gn} = 0$ ) معادله (۷-۵) به شکل ساده‌تری قابل استفاده است :

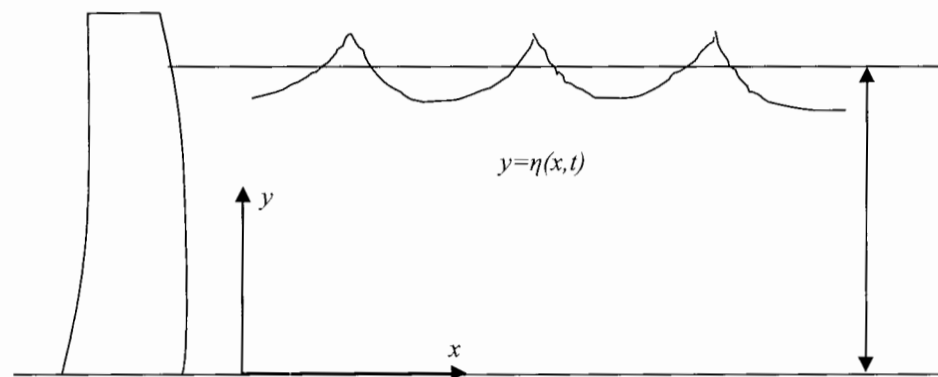
$$\frac{\partial p}{\partial y} = -\frac{1}{\beta c} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (9-5)$$

#### ۲-۱-۳-۵- شرط مرزی سطح آزاد مخزن ( $S_3$ ) [ 24 ]

در مطالعات تحلیلی اولیه، این شرط مرزی به صورت فشار هیدرودینامیکی برابر با صفر در سطح آزاد مخزن ( $p=0$ ) بیان گردید. هنگام ارتعاشات سازه سد، در سطح مخزن امواجی بوجود می‌آید و مقدار فشار هیدرودینامیک در سطح مخزن ( $y=h$ ) بستگی به شکل و سرعت حرکت این امواج دارد.

هرگاه مطابق شکل (۲-۵) برای ذرات سطح موج در مختصات  $(x,y,t)$  معادله  $y=\eta(x,t)$  در دیدگاه لاگرانژی از حرکت ذرات سیال برقرار باشد، مولفه سرعت ذره در جهت  $y$ ،  $(v = \frac{dy}{dt})$  در معادله زیر صدق می‌کند ( $v, u$  سرعت سیال در جهات  $y, x$  می‌باشند).

$$\frac{dy}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{dx}{dt} \quad \text{یا} \quad v = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (10-5)$$



شکل ۲-۵- امواج سطح مخزن با عمق  $h$  در مختصات  $(x,y,t)$

اگر جریان به صورت غیر چرخشی فرض شود و تابع پتانسیل سرعت با  $\psi$  نمایش داده شود،

معادله (۱۰-۵) به عنوان شرط مرزی سینماتیکی در سطح مخزن به شکل زیر بیان می‌شود:

$$\left[ \frac{\partial \psi}{\partial y} - \frac{\partial \eta}{\partial t} - \frac{\partial \psi}{\partial x} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} \right]_{y=\eta} = 0 \quad (11-5)$$

معادله برنولی به عنوان شرط مرزی دینامیکی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} + \frac{1}{2}(u^2 + v^2) + g\eta + \frac{p}{\rho} = 0 \quad (12-5)$$

در معادله فوق ، مقدار فشار در سطح مخزن ،  $\rho$  جرم حجمی سیال و  $g$  شتاب ثقل می‌باشند .

هرگاه از ارتفاع نظیر سرعت نسبت به سایر جملات صرف‌نظر شود و فشار در سطح مخزن صفر فرض شود ، معادله (۱۲-۵) به شکل زیر ساده می‌شود :

$$\left[ \frac{\partial \psi}{\partial t} + g\eta \right]_{y=\eta} = 0 \quad (13-5)$$

با صرف نظر کردن از مولفه افقی سرعت سیال در سطح مخزن ، از ترکیب معادلات (۵) - (۱۱) و (۱۳-۵) شرط مرزی سطح مخزن بنام شرط مرزی کوشی - پواسون بدست می‌آید :

$$\left[ \frac{\partial \psi}{\partial y} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \right]_{y=\eta} = 0 \quad (14-5)$$

برای بیان شرط مرزی سطح مخزن در دیدگاه اویلری از معادله (۱۴-۵) نسبت به زمان مشتق گرفته می‌شود :

$$\left[ \frac{\partial^2 \psi}{\partial y \partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial^3 \psi}{\partial t^3} \right]_{y=\eta} = 0 \quad (15-5)$$

اگر تنها فشار هیدرودینامیک در نظر گرفته شود و از اثرات فشار هیدرواستاتیک صرف‌نظر گردد، بجای  $\frac{\partial \psi}{\partial t}$  در معادله فوق ،  $\frac{p}{\rho}$  قرار داده و شرط مرزی کوشی - پواسون در دیدگاه اویلری بدست می‌آید :

$$\left[ \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{g} \ddot{P} \right]_{y=h} = 0 \quad (16-5)$$

۵-۲-۱-۴ - شرط مرزی اندرکنش بین سد و مخزن ( $S_4$ )

در این مرز سرعت سازه و سرعت نرمال سیال برابر فرض می‌شود . بنابراین شرط مرزی سینماتیک در مرز بین سد و مخزن به شکل زیر بیان می‌شود :

$$a_{ns} = \frac{Dv}{Dt} . n \quad (17-5)$$

در معادله فوق  $a_{ns}$  شتاب وجه بالادست سد در جهت عمود برسد ،  $v$  بردار سرعت سیال در محل تماس با وجه بالادست سد و  $n$  بردار یکه عمود بر سطح سد و به سمت داخل مخزن است .

شرط مرزی دینامیکی در مرز بین سد و مخزن پس از ساده کردن رابطه ناویر-استوکس به شکل زیر بدست می آید :

$$\rho \frac{Dv}{Dt} = -gradp \quad (18-5)$$

در معادله فوق ،  $P$  فشار هیدرودینامیک و  $\rho$  جرم حجمی سیال است . بنابراین به کمک

معادلات (17-5) و (18-5) شرط مرزی بین سد و مخزن به صورت زیر بیان می شود :

$$\rho a_{ns} = -\frac{\partial p}{\partial n} \quad \text{یا} \quad \rho \ddot{u}n = -gradp.n \quad (19-5)$$

در معادله فوق  $\ddot{u}$  بردار شتاب کل سازه در یک نقطه از مرز مشترک سد و مخزن می باشد .

## فصل ششم

### روشهای تحلیلی محاسبه سدهای قوسی در مقابل زلزله

#### ۱-۶- مقدمه

عموماً برای بررسی رفتار یک سازه با عملکرد نا مشخص در مقابل بارهای وارده و کسب اطمینان از رفتار مناسب آن به دو طریق می‌توان عمل نمود. طریقه اول شامل مدلسازی ریاضی سازه می‌شود که در آن با استفاده از هندسه و خصوصیات مواد به کار رفته در سازه مورد نظر رابطه بین بار و تغییر شکل برقرار می‌گردد. این رابطه عموماً برای موارد نسبتاً ساده بصورت معادلات دیفرانسیل و در موارد پیچیده‌تر بصورت مجزا خواهد بود که به هر ترتیب شامل برآوردهای متفاوت مثل بار، برآورد مقاومت مصالح، برآورد خصوصیات دینامیکی و غیره می‌شود. این روش که به آن روش تحلیلی گفته می‌شود عموماً کم هزینه بوده و نیاز به تجهیزات متنوع و فضای زیادی ندارد و به همین خاطر در میان طراحان و مهندسين بسیار متداول و محبوب است. در این روش همانطور که گفته شد، فرضیات ساده شده‌ای در مورد مواد تشکیل دهنده سازه، بارگذاری، انعطاف‌پذیری، شرایط مرزی حاکم و غیره در نظر گرفته می‌شود که نمی‌توانند بیان کننده تمام عوامل دخیل در رفتار سازه باشند. از اینرو روش تحلیلی به تنهایی نمی‌تواند جوابگوی برخی از مسائل مخصوصاً مسائل ناشناخته و غیر متعارفی که در عمل وجود دارند، باشد.

اصولاً روشهای تحلیلی اولین روشهایی بودند که دانشمندان برای حل مسائل تحلیل سد و مخزن تحت اثر زلزله بکار بردند. در این نوع روشها، در ابتدا طبق فرضیات مساله، معادلات حاکم و شرایط مرزی مساله نوشته شده و سپس مستقیماً معادلات دیفرانسیل مربوطه حل می‌شوند.



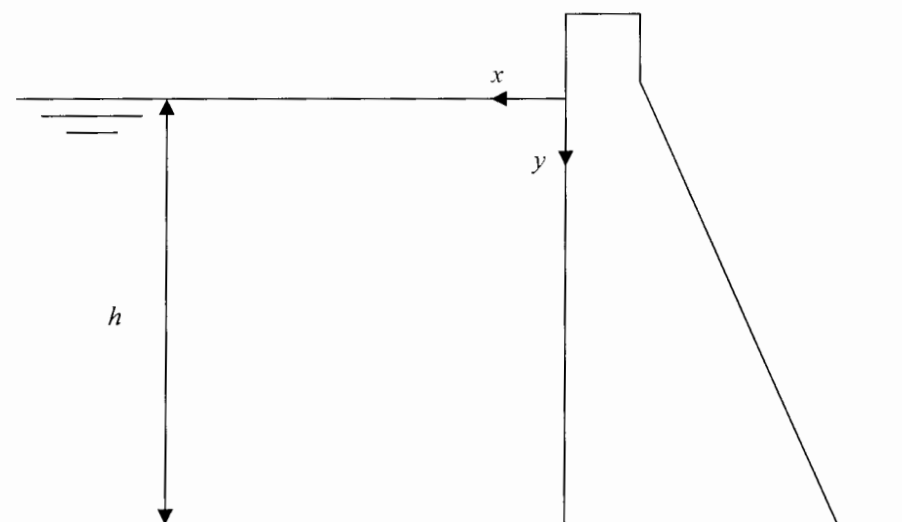
به دلیل پیچیدگی زیاد حل اینگونه معادلات ، برای مسائلی با شکل هندسی و یا شرایط مرزی پیچیده ، این روشها قابل استفاده نمی‌باشند . اما برای مسائل ساده ، پاسخهایی توسط محققین مختلف بدست آمده است . جوابهای حاصل از این روشها ، بدلیل سهولت در استفاده برای تحلیل تقریبی سدها و طراحی اولیه آنها ، ابزاری بسیار مناسب و کاربردی می‌باشند . در ادامه خلاصه‌ای از این روشها ارائه خواهد شد .

#### ۲-۶- روش وسترگارد [ 9 ]

واسترگارد در سال ۱۹۳۳ میلادی برای نخستین بار بطور تحلیلی فشار هیدرودینامیک آب بر روی سدهای بتنی وزنی را تحت اثر حرکت هارمونیک افقی زمین محاسبه کرد .

فرضیاتی که وی در نظر گرفت ، با توجه به شکل ( ۶-۱ ) به شرح زیر می‌باشد :

- ۱- رفتار سیستم دو بعدی است .
  - ۲- سد با دیواره قائم و صلب می‌باشد .
  - ۳- کف مخزن افقی و صلب است .
  - ۴- طول مخزن در جهت بالادست نامحدود است .
  - ۵- شتاب زمین افقی و هارمونیک و از رابطه  $a_g = \alpha \cdot g \cdot \cos \frac{2\pi t}{T_s}$  تبعیت می‌کند . که در آن  $\alpha$  ضریب زلزله ،  $g$  شتاب ثقل زمین و  $T_s$  پریود تحریک می‌باشند .
  - ۶- فرکانس شتاب زمین کمتر از فرکانس طبیعی مخزن است .
  - ۷- تغییر شکلهای کوچک هستند .
  - ۸- سیال محیطی همگن ، ایزوتروپ ، غیرلزج و غیر چرخشی با تراکم‌پذیری خطی در نظر گرفته می‌شود .
  - ۹- اثر امواج سطحی در نظر گرفته نمی‌شود .
- شکل دیگری از رابطه مذکور در بند ۵ بصورت  $a_g = \alpha \cdot g \cdot e^{i\omega t}$  می‌باشد که در آن  $\bar{\omega}$  فرکانس بارگذاری زلزله می‌باشد .



شکل ۶-۱- مدل سد و مخزن بکاررفته توسط وسترگارد

درجه اعتبار فرضیات فوق توسط محققین متعددی مورد بررسی قرار گرفته است که به طور خلاصه به دو نمونه از آنها اشاره می‌شود:

- تسای<sup>۱</sup> در مدت طولانی تحقیقات خود نشان داد که فرض صلب بودن سد و کف و دیواره مخزن در رابطه وسترگارد غیر واقعی بوده و اندرکنش سد با آب باعث وارد شدن فرکانس وابسته هیدرودینامیکی در معادلات حرکت شده و بر رفتار دینامیکی سد اثر می‌گذارد. [ 2 ]

- بوستامنت<sup>۲</sup> اثر طول مخزن برای بازه‌های از پریودهای تحریک عریض‌تر از بازه‌های بررسی شده قبلی را مورد بررسی قرار داد. او نتیجه گرفت که برای پریودهای تحریک بزرگتر از پریود طبیعی مخزن، اثر طول مخزن ناچیز است، ولی برای پریودهای کوتاهتر، طول مخزن نقش مهمی را در حرکت هارمونیک بازی می‌کند. [ 2 ]

همانطور که در فصل قبل گفته شد، معادله حاکم بر محیط مخزن از نوع هلمهولتز<sup>۳</sup> و به شکل زیر می‌باشد:

$$\nabla^2 p = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (۱-۶)$$

در رابطه فوق  $p$  فشار هیدرودینامیک و  $C$  سرعت موج اکوستیک در آب می‌باشند.

1-Tsai  
2-Bustamante  
3-Helmholtz

وسترگارد بر اساس فرضیات فوق‌الذکر، با حل معادلات دیفرانسیل مربوطه و شرایط مرزی حاکم بر امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن، فرمول زیر را برای پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن تحت ارتعاشات هارمونیک زمین ارائه کرد:

$$p = \frac{4\rho\alpha gh}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)q_n} \text{Exp}(-q_n x) \cos(k_n' y) \text{Exp}(i\bar{\omega} t) \quad (2-6)$$

مقادیر مشخصه مخزن عبارتند از:

$$w_n^r = \frac{(2n-1)\pi c}{2h}$$

فرکانس طبیعی ارتعاش مخزن در مود  $n$  ام:

$$T_n^r = \frac{4h}{(2n-1)c}$$

پریود طبیعی ارتعاش مخزن در مود  $n$  ام:

$$\lambda_n^r = \left(\frac{4h}{2n-1}\right)$$

مقدار طول موج مربوط به مود  $n$  ام:

در رابطه (2-6)  $q_n$  و  $k_n'$  به ترتیب برابرند با:

$$q_n = k_n^r \cdot C_n \quad (3-6)$$

$$k_n^r = \frac{w_n^r}{c} \quad (4-6)$$

$$C_n = \sqrt{1 - \left(\frac{w_n^r}{w_n^r}\right)^2} \quad (5-6)$$

در معادله فوق  $\bar{\omega}$  فرکانس تحریک زلزله می‌باشد. با قرار دادن  $w_n^r$  و  $\bar{w}$  در معادله (5-6) خواهیم داشت:

$$C_n = \sqrt{1 - \left(\frac{4h}{(2n-1)cT}\right)^2} = \sqrt{1 - \left(\frac{4h}{(2n-1)\lambda}\right)^2} \quad (6-6)$$

رابطه (2-6) به خوبی نشان می‌دهد که فشار هیدرودینامیک بطور خطی متناسب با جرم حجمی سیال، عمق مخزن و ضریب  $\alpha$  است. همچنین ضریب  $\text{Exp}(-q_n x)$  در این عبارت حاکی از این مطلب است که هرچه از بدنه سد به سمت بالادست مخزن دور شویم، فشار هیدرودینامیک کوچکتر شده و مستهلک می‌گردد و در نهایت توزیع فشار هیدرودینامیک در عمق مخزن به شکل یک تابع کسینوسی می‌باشد.

چنانچه پریود بار خارجی وارده که در اینجا نیروی زلزله می‌باشد،  $T$ ، با یکی از پریودهای طبیعی مخزن برابر گردد، مقدار  $C_n$  در رابطه (۵-۶) صفر گردیده و طبق فرمول وسترگارد، مقدار فشار عملاً به سمت بی نهایت میل خواهد کرد که این موضوع از نظر دینامیکی نشان دهنده پدیده تشدید در سیستم خواهد بود.

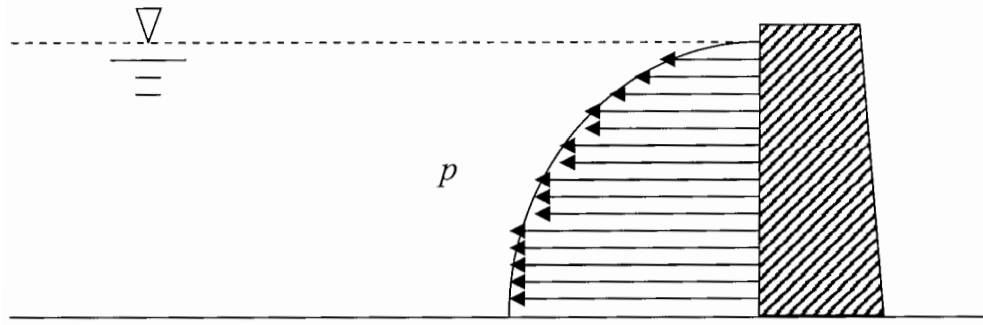
حالت دیگری که مورد بررسی خواهیم داد، زمانی است که پریود بارگذاری  $T$  کوچکتر از پریود طبیعی مخزن یعنی  $T_n$  باشد که در اینصورت در رابطه (۵-۶) مقدار پارامتر  $C_n$  یک عدد موهومی خواهد بود و جواب وسترگارد در این حالت صادق نخواهد بود. لذا شرط وجود جواب آن است که پارامتر  $C_n$  یک عدد حقیقی باشد، که این موضوع نیز مستلزم آن است که فرکانس بارگذاری  $\bar{w}$  همیشه کوچکتر از فرکانس طبیعی مخزن  $w_n$  باشد و این مساله خود یکی از محدودیتهای بزرگ برای روش وسترگارد محسوب می‌شود. به عنوان مثال چنانچه پریود طبیعی اول مخزن را برابر  $T_1' = \frac{4h}{c}$  در نظر بگیریم، آنگاه به ازای مقادیر  $h = 100m, c = 1440m/s$  مقدار  $T_1'$  برابر با 0.28 ثانیه بدست خواهد آمد و در این حالت پریود بارگذاری  $T$  باید همواره از این مقدار بزرگتر باشد.

وسترگارد همچنین موفق شد که با حفظ ممان واژگونی در فونداسیون سد، مقدار حداکثر فشار وارده در هر نقطه از سد را به صورت یک سهمی تقریب بزند و آن را به صورت زیر نشان دهد. که در آن  $h$  و  $y$  برحسب فوت و فشار برحسب تن بر فوت مربع می‌باشد. [9]

$$P_{\max} = \frac{0.0255 \times \sqrt{h \cdot y}}{\sqrt{1 - 0.72 \left(\frac{h}{1000T}\right)^2}} \quad (7-6)$$

۳-۶- روش جرم/افزوده [9]:

چنانچه در روش وسترگارد، شتاب زمین به صورت  $a_g = \alpha \cdot g \cdot \cos(\bar{w}t)$  فرض گردد که یک تابع هارمونیک هست، آنگاه می‌توان میزان فشار ماکزیمم را به ازای  $x=0$  و در زمانهای مشخصی به صورت زیر بدست آورد:



شکل ۶-۲- اثر شتاب هارمونیک زمین بر روی فشار هیدرودینامیک

$$a_g = \alpha \cdot g \cdot \cos \frac{2\pi}{T} t \quad (۸-۶)$$

$$P_{\max} = P = \begin{cases} x = 0 \\ t = 0, T, 2T, \dots \end{cases} \quad (۹-۶)$$

$$P_{\max} = \frac{8\alpha \cdot \rho \cdot h \cdot g}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2 c_n} \sin \frac{(2n-1)\pi \cdot y}{2h} \quad (۱۰-۶)$$

وسترگارد همچنین متوجه شد که در همین زمانها یعنی  $t = 0, T, 2T, \dots$  به علت هم فاز بودن شتاب زمین با فشار هیدرودینامیک، شتاب زمین نیز ماکزیمم است. لذا او چنین نتیجه‌گیری کرد که فشار هیدرودینامیک در واقع همان نیروی اینرسی آب است که به بدنه سد وارد می‌شود. پس می‌توان فرض نمود که جرم آب در فاصله‌ای مانند  $b$  از بدنه سد، بر روی ارتعاش سد موثر بوده و برای محاسبه حداکثر فشار وارده به سد از طرف مخزن، به جای مخزن می‌توان جرم آبی به عرض  $b$  را به سد متصل کرده و انتظار داشت که همان فشار هیدرودینامیک مخزن شبیه‌سازی شود. به عبارت دیگر با نوشتن قانون دوم نیوتن برای عرض واحد سد داریم:

$$F = ma \Rightarrow P_{\max} = ma_{\max} \quad (۱۱-۶)$$

$$a_{\max} = \alpha \cdot g, m = \rho \cdot b \Rightarrow P_{\max} = \rho \cdot b \cdot \alpha \cdot g \Rightarrow b = \frac{P_{\max}}{\alpha \cdot \rho \cdot g} = \frac{P_{\max}}{\alpha \cdot \gamma_o}$$

در اینجا وسترگارد با تقریب زدن منحنی فشار به صورت سهمی و با فرض  $T > \frac{4}{3} sec$

و  $h < 150m$  برای یک حالت خاص مقدار  $P_{max}$  را به صورت زیر بدست آورد:

$$P_{max} = \frac{7}{8} \alpha \cdot \rho \cdot g \sqrt{h(h-y)} \quad (12-6)$$

$$\Rightarrow b = \frac{7}{8} \sqrt{h(h-y)} \Rightarrow \bar{M} = \rho b \Rightarrow \bar{M} = \frac{7}{8} \rho \sqrt{h(h-y)} \quad (13-6)$$

در روابط فوق  $\bar{M}$  جرم افزوده است که تابعی از نسبت فرکانس بارگذاری به فرکانس طبیعی مخزن است و  $h$  ارتفاع مخزن و  $y$  فاصله از کف مخزن می باشد.

اگر نسبت ماکزیمم فشار هیدرودینامیک را به فشار هیدرواستاتیک در هر مقطع از سد به فاصله  $y$  از سطح آب تشکیل دهیم، آنگاه خواهیم داشت:

$$\frac{P_{hyd}}{P_{hys}} = \frac{\frac{7}{8} \alpha \cdot g \cdot \rho \sqrt{hy}}{\rho \cdot g \cdot y} = \frac{7}{8} \alpha \sqrt{\frac{h}{y}} \quad (14-6)$$

$$\text{با فرض } y = h \Rightarrow \frac{P_{hyd}}{P_{hys}} = \frac{7}{8} \alpha$$

$$\text{با فرض } \alpha = 0.1 \Rightarrow \frac{P_{hyd}}{P_{hys}} = \frac{7}{80}$$

با توجه به فرضیات به کار رفته در روش جرم افزوده، مشاهده می شود که این روش چندان دقیق نبوده و از آن فقط می توان برای طراحی سدهای کوتاه و صلب استفاده نمود. زیرا در تحلیل دینامیکی سدهای بلند و در بارگذاریهایی با فرکانس بیش از فرکانس طبیعی مخزن، انعطاف پذیری بدنه سد و رفتار دینامیکی مخزن، اثرات خود را آشکار خواهند ساخت.

از موارد اساسی دیگری که در روش وسترگارد نادیده گرفته شده، تاثیر اندرکنش بین سد و مخزن می باشد، که در ادامه به شرح این موضوع خواهیم پرداخت.

اصولاً وجود آب در پشت سد و ایجاد پدیده اندرکنش، باعث ایجاد تغییراتی عمده در خصوصیات دینامیکی سیستم بدون مخزن می شود و ایجاد همین تغییرات است که پاسخ سیستم

سد و مخزن را در برابر تحریکی دلخواه ، از پاسخ سیستم بدون مخزن در برابر همان تحریک بسیار متفاوت می‌سازد .

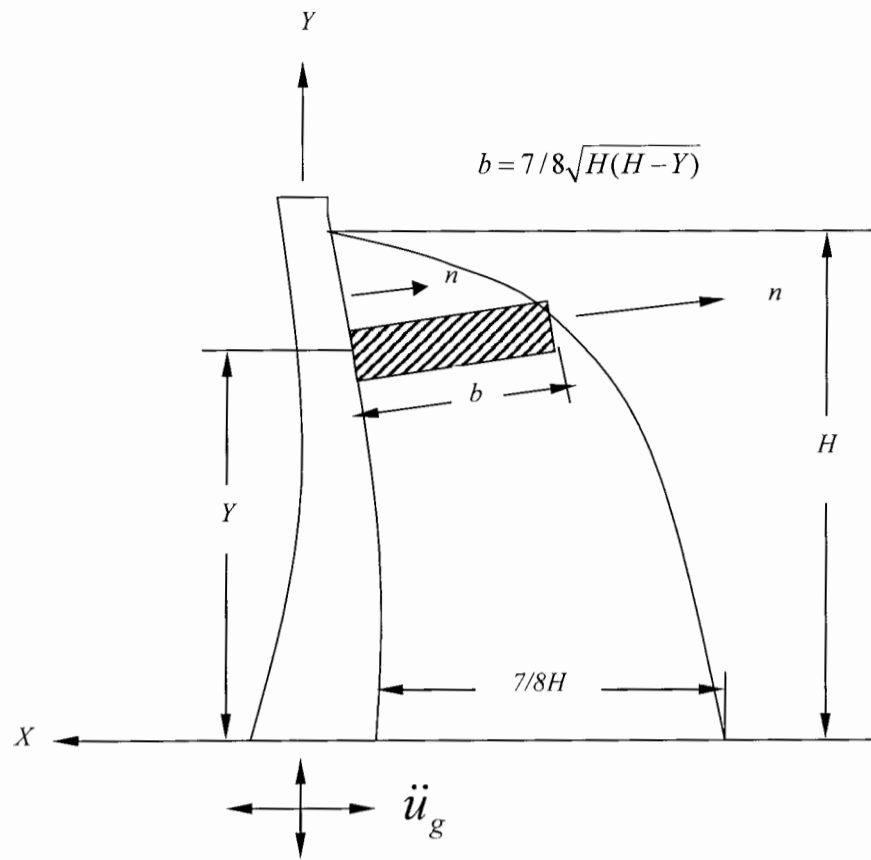
به طور عمده اندرکنش دینامیکی بین سد و مخزن باعث افزایش تنشهای داخلی سد نسبت به وضعیت سد تنها تحت اثر زلزله می‌گردد ، و میزان این اندرکنش یا افزایش تنش با نسبت فرکانس طبیعی مخزن به فرکانس طبیعی سد در ارتباط است . [ 13 ] این نسبت  $(\theta_r)$  از معادله زیر به صورت تقریبی قابل محاسبه است :

$$\theta_r = \frac{w_l^r}{w_l^s} \approx \frac{\frac{\pi c}{2h}}{\frac{2\pi}{T_l}} = \frac{cT_l}{4h} \quad (۱۵-۶)$$

در معادله فوق  $T_l$  پریود طبیعی سد ،  $c$  سرعت انتشار امواج فشار هیدرو دینامیک در محیط مخزن و  $h$  عمق مخزن است . [ 13 ] برای یک مخزن با عمق معین  $h$  ، هرچه  $\theta_r$  بیشتر باشد ، سد انعطاف پذیرتر بوده و اصطلاحاً سیستم درگیرتر خواهد بود و برعکس هرچه سد صلب تر باشد ، تأثیر اندرکنش بین سد و مخزن بر پاسخ دینامیکی سیستم کمتر بوده و معادلات کمتر درگیر خواهند بود .

یکی از ویژگیهای مهم در بررسی اثر متقابل دینامیکی سیستم سد و مخزن ، تراکم پذیری آب مخزن می‌باشد . طبق تعریف اگر کرنش حجمی  $(\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$  در سیال برابر صفر یا سرعت صوت در سیال به سمت مقدار بی‌نهایت میل کند ، سیال تراکم‌ناپذیر محسوب می‌شود . اهمیت این ویژگی تابعی از نسبت  $\theta_r$  ، عمق مخزن  $h$  و محتوای فرکانسی بارگذاری می‌باشد . هنگامی که فرکانس طبیعی مخزن بیش از فرکانسهای حامل عمده انرژی زمین لرزه باشد ، یا نسبت  $\theta_r$  بیش از ۲ باشد ،  $\theta_r > 2$  ، ( سازه سد به اندازه کافی انعطاف پذیر باشد ) می‌توانیم سیال را تراکم‌ناپذیر فرض کنیم . [ 17 ] صرف نظر کردن از اثرات تراکم‌پذیری سبب می‌شود اثرات متقابل سد و مخزن معادل با جرم افزوده ثابتی برای ارتعاشات سد در نظر گرفته شود .

در مقابل ، اگر تراکم پذیری در نظر گرفته شود ، مقادیر جرم افزوده و استهلاک سازه سد در طول مدت زمان تحریک زلزله تغییر می‌کند و استفاده از مفهوم تقریبی جرم افزوده در تحلیل مناسب نمی‌باشد .



شکل ۶-۳- روش جرم افزوده وسترگارد

۴-۶- روش چوپرا [ 10 ]

چوپرا در روش خود از فرضیات زیر استفاده کرد :

- ۱- سد با دیواره قائم و صلب می باشد .
- ۲- کف مخزن افقی و صلب است .
- ۳- طول مخزن در جهت بالادست تا بی نهایت ادامه دارد .
- ۴- شتاب افقی و قائم زمین دلخواه است .
- ۵- سیال محیطی همگن ، ایزوتروپ ، غیر لزج و غیر چرخشی و با تراکم پذیری خطی در نظر گرفته می شود .
- ۶- از تأثیر امواج سطحی صرف نظر می شود .
- ۷- فرکانس تحریک دلخواه می باشد .



چوپرا براساس فرضیات فوق‌الذکر به حل معادله هلمهولتز با شرایط مرزی حاکم بر انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن پرداخت. وی با استفاده از تبدیل فوریه مساله را در حوزه فرکانس حل کرده و آنگاه به کمک انتگرال فوریه جواب مساله را در حوزه زمان مشخص نموده است. در این حالت چنانچه ارتعاشات هارمونیک زمین به صورت زیر در نظر گرفته شود، با استفاده از تبدیل فوریه خواهیم داشت:

$$a_{g(t)} = \alpha g e^{i\bar{\omega}t} \Rightarrow a_{g(\bar{\omega})} = \int_0^s a_{g(t)} \cdot e^{i\bar{\omega}t} \cdot dt, \quad \bar{\omega} = \frac{2\pi n}{s}; \quad n=1,2,3,\dots,n \quad (16-6)$$

با بیان تابع فشار در حوزه فرکانس خواهیم داشت:

$$P(x, y, t) = H_p^x(x, y, \bar{\omega}) e^{i\bar{\omega}t} \quad (17-6)$$

که در آن  $H_p^x$  تابع پاسخ مختلط برای فشار هیدرودینامیک بر اثر حرکت زمین در حوزه فرکانس در امتداد محور  $x$  است. که می‌توان آن را به صورت زیر بیان کرد:

$$H_p^x(x, y, \bar{\omega}) = \frac{4 \cdot \rho \cdot \alpha \cdot g}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)q_n} \cos(K_n^r \cdot y) e^{-q_n x} \quad (18-6)$$

که در نتیجه میزان فشار هیدرودینامیک در حوزه زمان به صورت:

$$P(x, y, t) = \frac{4 \cdot \rho \cdot \alpha \cdot g h}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} \cdot e^{-q_n x}}{(2n-1)q_n} \cos(K_n^r \cdot y) \cdot e^{i\bar{\omega}t} \quad (19-6)$$

بدست خواهد آمد.

رابطه (۱۹-۶) دقیقاً مشابه رابطه (۲-۶) است، با این تفاوت که در رابطه (۱۹-۶) محدودیت کوچکتر بودن فرکانس بارگذاری نسبت به فرکانس طبیعی مخزن از میان برداشته شده و پارامتر  $q_n$  در حالت کلی یک عدد مختلط است. در این حالت چوپرا با تعریف پارامتر جدید  $\bar{q}_n = -iq_n$  رابطه (۱۹-۶) را به صورت زیر نمایش داد:

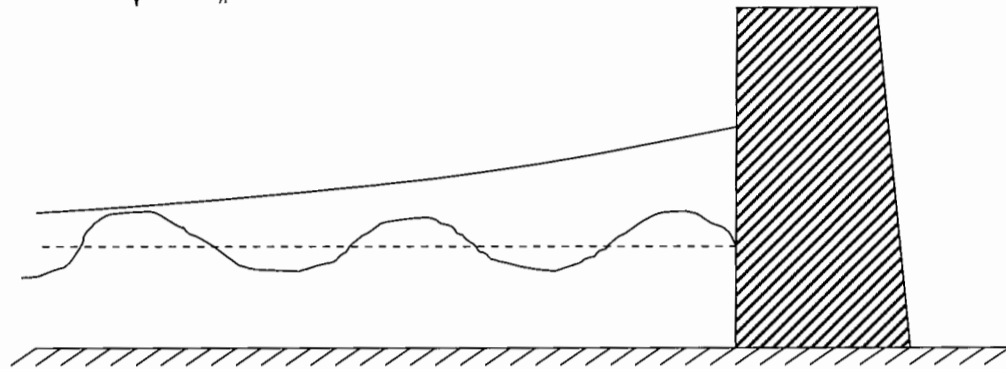
$$P(x, y, t) = \frac{4\rho\alpha g}{\pi} \left[ \sum_{n=1}^{n_1-1} \frac{(-1)^{n+1} e^{(-i\bar{q}_n x + i\bar{\omega}t)}}{(2n-1)i\bar{q}_n} \cos(K_n^r \cdot y) + \sum_{n=n_1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1} e^{(-q_n x + i\bar{\omega}t)}}{(2n-1)q_n} \cos(K_n^r \cdot y) \right] \quad (20-6)$$

در این رابطه،  $n_1$  کوچکترین عددی است که به ازای آن  $q_n$  یک عدد حقیقی خواهد بود. به این

ترتیب در رابطه فوق  $q_n$  و  $\bar{q}_n$  هر دو عدد حقیقی بوده و عبارت مجموع سمت راست معادله که دارای ضریب  $e^{-q_n x}$  است، با دور شدن از سد به سمت بالادست مستهلک خواهد شد، در حالیکه عبارت مجموع سمت چپ این رابطه ماهیت نوسانی داشته و بیانگر امواجی است که به سمت بالادست مخزن منتشر می‌شوند. [ 10 ]

با توجه به اینکه می‌توان پارامتر  $q_n$  را برحسب فرکانس طبیعی ارتعاش مخزن و فرکانس بارگذاری زلزله به صورت زیر تعریف کرد:

$$q_n = \frac{w_n^r}{c} \sqrt{1 - \left(\frac{\bar{w}}{w_n^r}\right)^2} \quad (۲۱-۶)$$



شکل ۴-۶- امواج مستهلک شونده و امواج پایدار

و با توجه به اینکه حداقل مقدار  $n$  که پارامتر  $q_n$  را حقیقی می‌سازد  $n_1$  می‌باشد، طبق رابطه فوق با بزرگ شدن  $\bar{w}$ ،  $q_n$  یک عدد موهومی خواهد بود که با افزایش پارامتر  $n$ ، فرکانسهای طبیعی بالاتر مخزن که  $q_n$  را حقیقی خواهد ساخت، بدست می‌آید. لذا در رابطه (۲۰-۶) جملات سری دوم که هم فاز با نیروی خارجی وارده یا شتاب زمین می‌باشند، همان امواج مستهلک شونده‌ای هستند که توسط وسترگارد کشف شده بودند. ولی جملات سری اول، نشان دهنده یک حرکت نوسانی بدون استهلاک تا انتهای مخزن می‌باشند.

چوپرا از حل خود چنین نتیجه‌گیری می‌کند که قسمتی از فشار هیدرودینامیک، به ازای افزایش فاصله از سد در بالادست مخزن صفر خواهد شد، ولی بخش دیگری از فشار هیدرودینامیک در آنجا پایدار خواهد بود و بدین ترتیب ثابت می‌نماید که مقدار فشار

هیدرودینامیک در  $x = \infty$  صفر نیست و این در حالیست که مقدار فشار هیدرودینامیک در انتهای مخزن در روش وسترگارد، براساس شرایط مرزی صفر فرض شده بود. [ 10 ]  
 در حقیقت در فرمول چوپرا دو ضریب  $e^{-q_n x}$  و  $e^{-i q_n x}$  وجود دارند که به ترتیب ترم انتشار امواج و ترم استهلاک امواج نامیده می‌شوند که ماهیت پدیده انتشار، دینامیکی، ولی پدیده استهلاک امواج در اثر تغییر مکان، دارای ماهیت استاتیکی است.

#### ۵-۶- مطالعات زینکوویچ [ 22 ]

زینکوویچ در مطالعات خود با در نظر گرفتن معادله موج فشار در یک لوله و تشبیه آن به مخزن سد از اثرات امواج سطحی و نیروی اصطکاک و همچنین شتاب انتقالی صرف نظر کرد و با استفاده از مطالعات ریاضی، روابط حاکم را بدست آورد و با استفاده از روابط تعادل، رابطه زیر را معرفی نمود:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = \rho \frac{\partial u}{\partial t} \quad (۲۲-۶)$$

$P$ : فشار اضافی ( هیدرودینامیک )

$\rho$ : چگالی سیال

$u$ : سرعت در جهت  $x$

با استفاده از رابطه پیوستگی می‌توان گفت که تغییرات حجم سیال مساوی با فشار اضافی است، یعنی:

$$\frac{\partial u}{\partial X} + \frac{\partial u}{\partial Y} + \frac{\partial w}{\partial Z} = -\frac{1}{k} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (۲۳-۶)$$

$K$ : مدول حجمی

نتیجتاً با حذف پارامتر سرعت از روابط قبل داریم:

$$\nabla^2 P = \frac{\partial^2 P}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial Z^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (۲۴-۶)$$

که معادله کلاسیک موج می‌باشد و با حل این معادله و در نظر گرفتن شرایط مرزی مناسب، می‌توان مقدار فشار را محاسبه کرد.

بنابراین برای تعیین شرایط مرزی با توجه به جهت قائم  $n$  و همچنین با استفاده از رابطه (۶-۶) خواهیم داشت :

$$a_n = \frac{\partial u_n}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial X} \quad (۲۵-۶)$$

از طرف دیگر با صرف نظر کردن از امواج سطحی در روی سطح آزاد ، خواهیم داشت :

$$P = 0 \quad (۲۶-۶)$$

زینکوویچ برای حرکت هارمونیک مرزها معادله زیر را در نظر گرفت :

$$\frac{\partial^2 P}{\partial X^2} = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (۲۷-۶)$$

در این حالت شتاب در نظر گرفته شده به صورت هارمونیکی می باشد .

$$a_x = a_0 \cos(\omega t) \quad (۲۸-۶)$$

$$a_x = R_e(a_0 e^{i\omega t}) \quad (۲۹-۶)$$

هنگامی که ارتعاش به صورت ماندگار باشد ، فشار نیز به صورت هارمونیکی خواهد بود .

$$P = P(x) e^{i\omega t} \quad (۳۰-۶)$$

با جایگذاری در معادله (۲۷-۶) معادله ساده زیر برای  $P(x)$  بدست می آید :

$$P = \left[ a.c\rho \frac{\sin(\frac{\omega(h-x)}{c})}{\omega \cos(\frac{\omega h}{c})} \right] e^{i\omega t} \quad (۳۱-۶)$$

$$X = 0 \rightarrow P(0,t) = \left[ a \frac{c\rho}{\omega} \tan(\frac{\omega h}{c}) \right] e^{i\omega t} \rightarrow P(0,t) = \left[ \frac{c\rho}{\omega} \tan \frac{\omega h}{c} \right] a_x$$

در روابط فوق  $a$  شتاب افقی زمین لرزه ،  $c$  سرعت موج فشار و  $\omega$  فرکانس زاویه ای زمین لرزه است .

در حالتیکه  $\frac{\omega h}{c} \ll \frac{\pi}{2}$  ، تانژانت زاویه با خود زاویه برابر می باشد :

$$P(0,t) = \rho h a_x \quad (۳۲-۶)$$

$$\frac{\omega h}{c} \rightarrow \left[ \frac{\pi}{2} \right] n \quad (n = 1, 3, 5, \dots)$$

دامنه نوسانات فشاری بی‌نهایت شده و تشدید اتفاق می‌افتد و مقادیر فشار در این حالت فقط ۲۵٪ بیشتر از مقدار متناظر با فرض تراکم‌ناپذیری می‌باشد. بنابراین فرض تراکم‌ناپذیری قابل کاربرد می‌باشد. اگر طول مخزن را بی‌نهایت در نظر بگیریم، در این حالت توزیع فشار به صورت زیر می‌باشد:

$$P(X, t) = a \frac{c\rho}{\omega} \sin \omega \left( t - \frac{X}{e} \right) \quad (۳۳-۶)$$

برای شرایط  $X = 0$  و فشار ماکزیمم خواهیم داشت:

$$P_{\max} = \frac{a_0 c\rho}{\omega} \quad (۳۴-۶)$$

مشاهده می‌شود که در رابطه فوق اثری از  $\gamma$  وجود ندارد. به دلیل یک بعدی فرض کردن مساله فشار در همه ارتفاع سازه یکسان در نظر گرفته می‌شود و بنابراین نمی‌توان از این روش برای سازه‌های بزرگ چون سد استفاده کرد. از این روش می‌توان برای سازه‌های کوچکتر مانند دریچه که ارتفاع کمی داشته و بتوان فشار را در همه جا یکسان فرض کرد، استفاده نمود.

## فصل هفتم

### روش تجربی برآورد فشار هیدرودینامیک ناشی از زلزله در سدهای قوسی

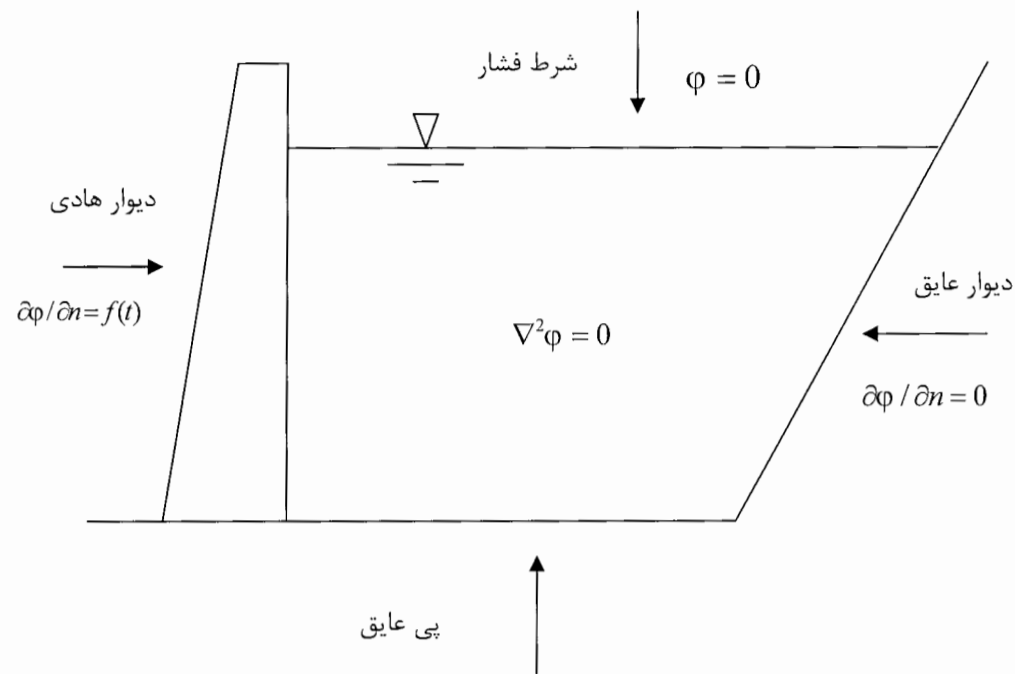
#### ۱-۷ - روش شبیه‌سازی الکتریکی ، مطالعات زنگار [ 12 ]

روش دیگر جهت بررسی رفتار سازه‌ها ، روش تجربی<sup>۱</sup> است . این روش می‌تواند هم بروی سازه واقعی و هم در صورت امکان بر روی مدلی از سازه واقعی اعمال شود و بالطبع آزمایش روی سازه واقعی ، به مراتب جوابهای مطمئن‌تر و دقیق‌تری نسبت به مدل تهیه شده از سازه بدست خواهد داد . چرا که در ساختن مدل سازه نیز با فرضیات محدود کننده مواجه خواهیم بود . البته نباید فراموش شود که در آزمایش روی سازه واقعی هم با محدودیتها و خطاهایی مواجه خواهیم بود که از آن جمله می‌توان به پرهزینه بودن عملیات آزمایشی ، نیاز به تجهیزات متنوع ، خطاهای اندازه‌گیری و انتخاب نامناسب محلهایی که عملکرد سازه اندازه‌گیری می‌شود اشاره کرد .

در واقع ، آنچه که تا کنون تحت عنوان روشهای تحلیلی ارائه شده اند ، برای حالت خاص از سازه با شکل ساده سازگار می‌باشند . چنانچه فرم و شکل سازه صلب کمی پیچیده‌تر گردد ، محاسبه فشار هیدرودینامیک به روشهای تحلیلی فوق‌الذکر امکان‌پذیر نمی‌باشد . محققانی چون زنگار و زینکوویچ با فرض تراکم ناپذیری سیال توانستند ، معادلات حاکم بر رفتار سیال را با معادلات حاکم بر دیگر پدیده‌های فیزیکی همچون میدان الکتریکی شبیه‌سازی نموده و با ساخت مدل‌های آزمایشگاهی با استفاده از این شبیه‌سازی ، فشارهای هیدرودینامیک آب را در هنگام زلزله بدست آورند .

معادله حاکم بر سیال با فرض تراکم‌ناپذیری سیال مطابق رابطه زیر که معادله دیفرانسیل لاپلاس می‌باشد، محاسبه گردیده است:

$$\nabla^2 P = 0 \rightarrow \frac{\partial^2 P}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 P}{\partial Z^2} = 0 \quad (1-7)$$



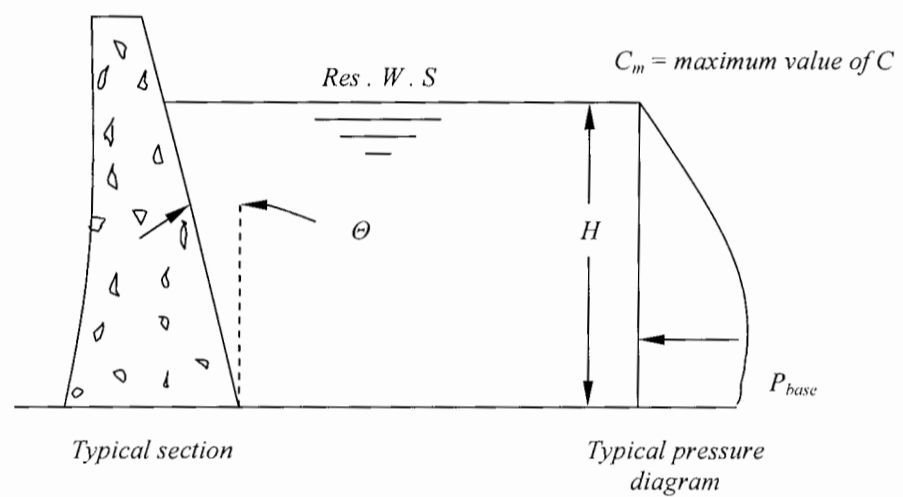
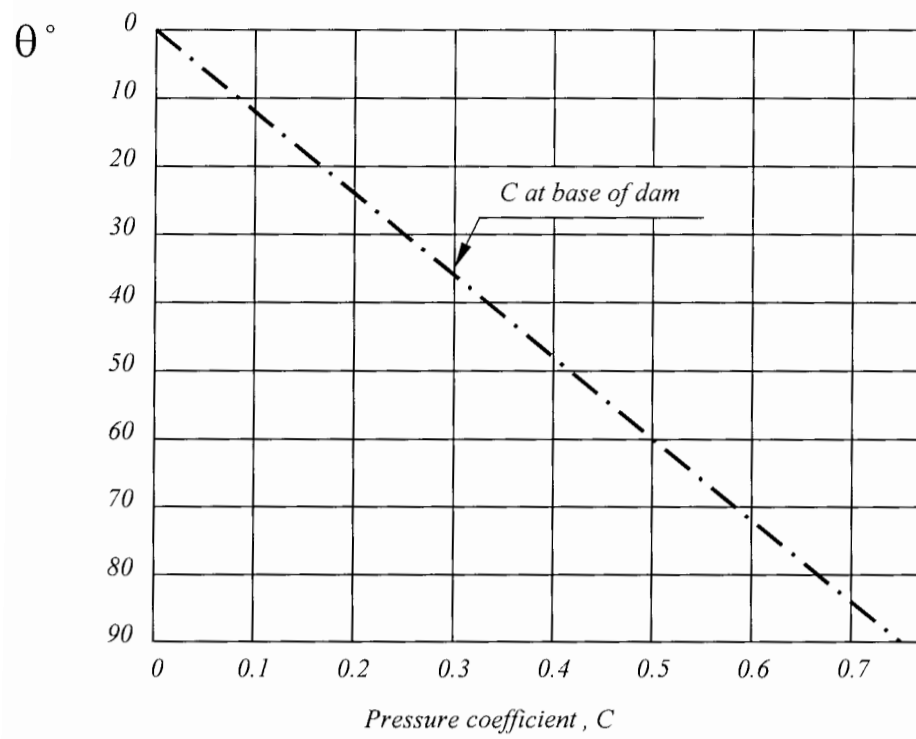
شکل ۱-۷- مدل آزمایشگاهی مشابه با سیستم کوپله آب و سازه

در شکل (۱-۷) مدل آزمایشگاهی مشابه با سیستم کوپله آب و سازه نشان داده شده است. در این مدل، پتانسیل توزیع بار الکتریکی اندازه‌گیری شده و سپس با اعمال ضرایب تبدیل، فشارهای هیدرودینامیک محاسبه می‌گردد.

زنگار فشار هیدرودینامیک برای سدهای با بالادست شیبدار را محاسبه کرده و گراف شکل بعد و فرمولهای زیر را برای محاسبه این فشارها ارائه داد:

$$P_{Hvd} = C \gamma_w \alpha H \quad (2-7)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{Y}{H} \left( 2 - \frac{Y}{H} \right) + \sqrt{\frac{Y}{H} \left( 2 - \frac{Y}{H} \right)} \right] \quad C_m = 0.735 \left( \frac{\theta}{90} \right) \quad (3-7)$$



شکل ۷-۲- گراف مربوط به تعیین  $C$

$H$ : ارتفاع آب پشت سد در مخزن  
 $C_m$ : حداکثر مقدار  $C$  برای شیب وجه بالادست بدنه سد  
 $\alpha$ : نسبت شتاب زلزله به شتاب ثقل  
 $Y$ : عمق از سطح آب  
 $\gamma_w$ : وزن مخصوص آب  
 $\theta$ : زاویه وجه بالادست سد با قائم



## فصل هشتم

توصیه های آیین نامه ای [ 4 ]

### ۸-۱- مقدمه

همانطور که در فصول قبلی مطرح شده است ، در بسیاری از آیین نامه های کشورهای مختلف روشهای تحلیلی و تقریبی در تعیین فشارهای هیدرودینامیک ناشی از زلزله مورد استفاده قرار می گرفت . بر این اساس ، توصیه هایی نیز در این آیین نامه ها مورد تاکید و توجه قرار گرفته و روابط تقریبی ارائه شده است . در این فصل ابتدا توصیه های طراحی آیین نامه آلمان و سپس توصیه های آیین نامه های کشورهای چین و ژاپن ارائه شده است .

### ۸-۲- آیین نامه کشور آلمان ( دستورالعمل طراحی شرکت لامایر<sup>۱</sup> )

فشارهای هیدرودینامیکی وارد بر سد صلب با دیواره قائم در بالادست و مخزن نامحدود

مستطیلی

برای تحلیل مسأله در حالت فوق فرضیات زیر را در نظر می گیریم :

- آب تراکم ناپذیر است .

- تغییر شکل دیواره های مخزن ناچیز هستند .

- طول مخزن بزرگتر از سه برابر ارتفاع آن ( $L > 3H$ ) می باشد . ( $H$  و  $L$  به ترتیب ارتفاع و طول

مخزن می باشند .)

- سطح آزاد آب ساکن باقی می ماند .

- مسأله به صورت دوبعدی مدل می شود .

- فقط حرکت افقی زمین در نظر گرفته می شود .

با توجه به فرضیات فوق فشار هیدرودینامیکی را می توان به صورت رابطه زیر بیان کرد :

$$P = 2\left(\frac{\ddot{x}_0}{g}\right)\lambda_w H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\mu n^2} \exp\left(\frac{-\mu_n x}{H}\right) \cos\left(\frac{\mu_n y}{H}\right) \quad (1-8)$$

که در آن:

$P$  : فشار هیدرودینامیکی برحسب  $kN/m^2$  می باشد که به فشار هیدرواستاتیکی اضافه می شود .

$g$  : شتاب ثقل زمین معادل  $9.81 m/s^2$

$\ddot{x}_0$  : شتاب هارمونیک افقی زمین ( $m/sec^2$ )

$\lambda_w$  : وزن مخصوص آب ( $kN/m^3$ )

$H$  : ارتفاع مخزن ( $m$ )

$n : 1, 2, 3, \dots, n$  (عدد طبیعی)

$X$  : مختصات افقی از  $L$  ( $m$ )

$$\mu_n = \frac{2n-1}{2}\pi \quad (2-8)$$

$y$  : مختصات عمودی از  $H$  برحسب متر می باشد .

منحنی توزیع فشار مابین یک کمان دایره با مرکز  $x = y = 0$  و یک سهمی با رأسی واقع در

روی مخزن قرار دارد . در نقطه  $x = y = 0$  مقدار مطلق  $P$  به حداکثر مقدار خود می رسد :

$$P_{base} = 0.743 \frac{\ddot{x}_0}{g} \lambda_w \cdot H \quad (3-8)$$

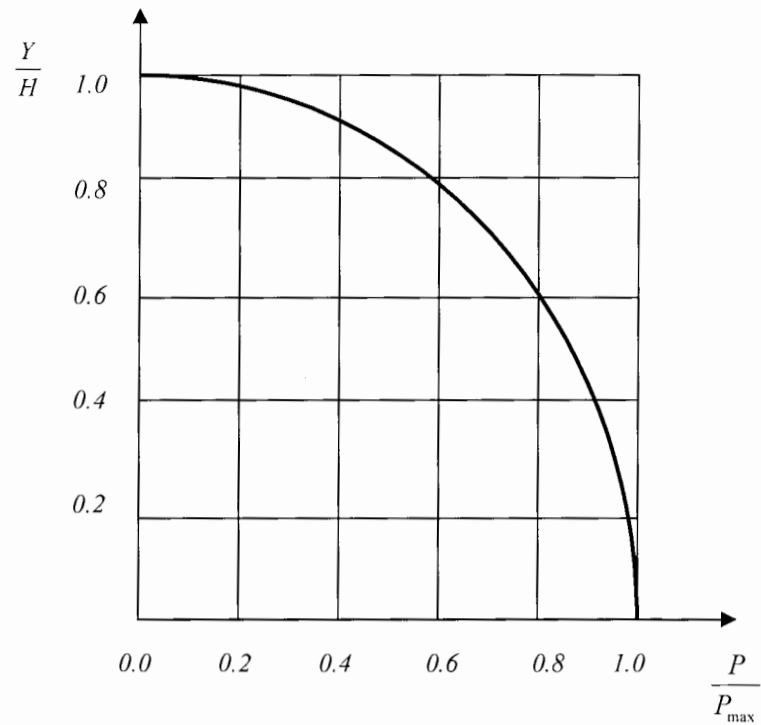
نسبت توزیع فشار هیدرودینامیک به فشار حداکثر ( $P_{base}$ ) در شکل (1-8) نمایش داده

شده است .

در اغلب موارد ، به کاربردن جرم افزوده وسترگارد مطابق شکل (2-8) مناسب می باشد . در این

روش ، توزیع فشار هیدرودینامیک به صورت سهمی است که رأس آن در بالای مخزن قرار دارد .

$$P_{base} = 0.75 K_H \lambda_w \cdot H \quad (4-8)$$



شکل ۸-۱ - توزیع فشار وارد بر دیواره قائم بالادست سد صلب

نیروی کل در واحد عرض سطح بالادست سد برابر است با :

$$P_w = 0.583 K_H \lambda_w \cdot H^2 \quad (۵-۸)$$

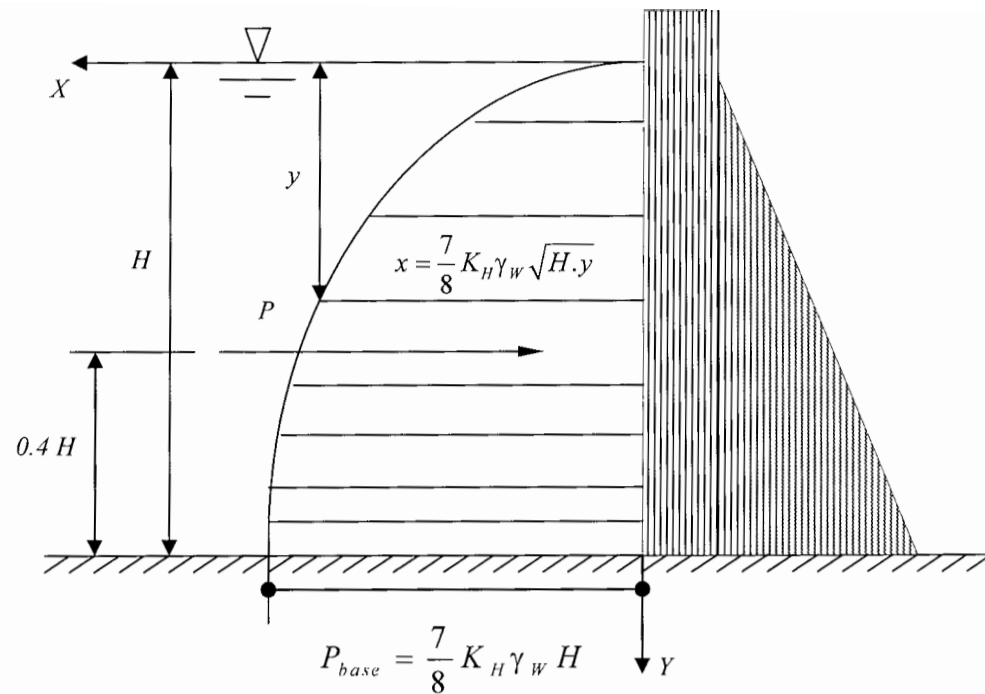
نقطه اثر نیروی فوق از کف مخزن  $0.4H$  می باشد .

#### ۸-۳-۱ - تأثیر تراکم پذیری آب [ 4 ]

با توجه به فرضیات اساسی که در قسمتهای قبلی توضیح داده شد ، در نظر گرفتن تراکم پذیری آب در دماهای معمولی در آنالیز سدها حائز اهمیت خواهد بود .

به منظور در نظر گرفتن تأثیر تراکم پذیری آب ، فشار هیدرو دینامیک بدست آمده از معادلات (۸-۱) و (۸-۳) توسط ضریب زیر افزایش داده می شود :

$$f_{comp} = \left[ 1 - \left( \frac{H}{360 \times T} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (۶-۸)$$



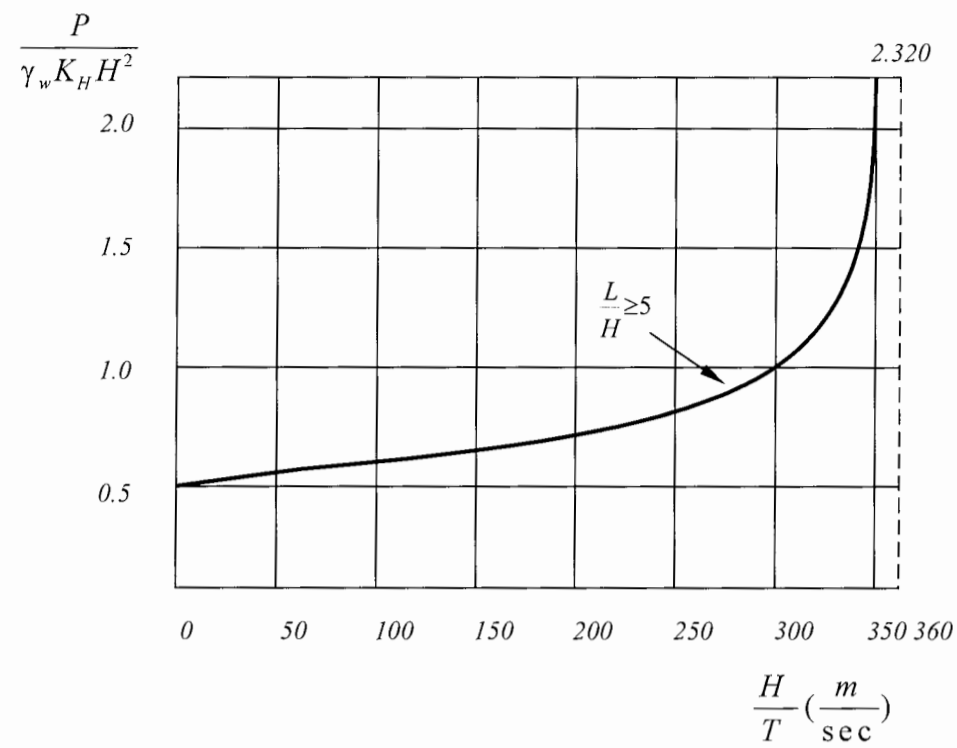
شکل ۸-۲- توزیع فشار هیدرودینامیک مطابق فرمول وسترگارد

که در آن  $\frac{H}{T} \leq 360 \text{ m/sec}$  می باشد .

تأثیر نسبت  $H/T$  بر روی کل نیروی هیدرودینامیکی در شکل (۸-۳) نشان داده شده است. لازم به توضیح است که تغییر شکل پذیری مصالحی که مخزن را احاطه کرده اند ، فشار هیدرودینامیکی را به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد . به همین علت در اغلب موارد در تعیین فشار هیدرودینامیکی ، آب به صورت مایع تراکم ناپذیر در نظر گرفته می‌شود .

#### ۸-۲-۲- تأثیر نامحدود بودن مخزن

زمانی که طول مخزن بیشتر از سه برابر عمق آن باشد ، تغییراتی در توزیع فشار هیدرودینامیکی رخ می‌دهد :



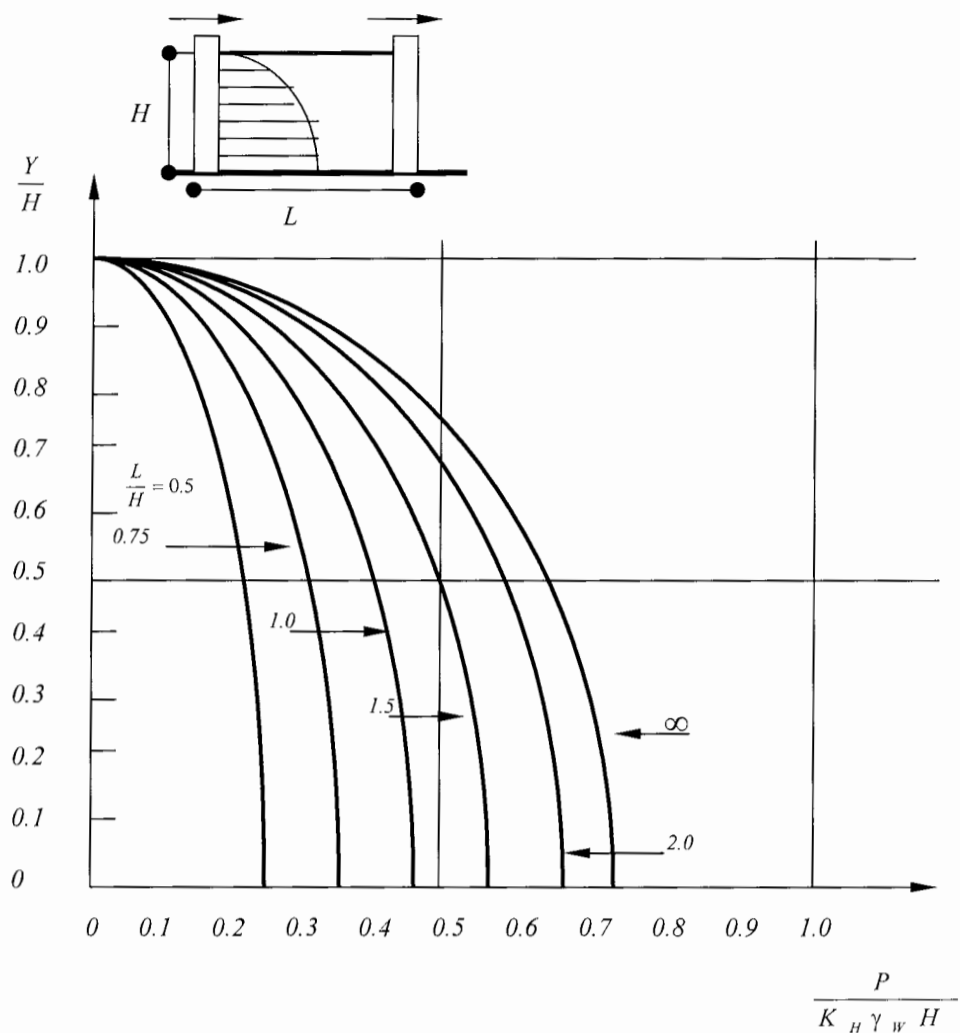
شکل ۸-۳- تاثیر نسبت  $H/T$  بر کل نیروی هیدرودینامیکی برای مخازن نامحدود

#### ۱-۲-۲-۸- تغییر مکان هم‌فاز

اگر اختلاف زمانی بین حرکت زمین در محل سد و انتهای مخزن وجود نداشته باشد و از تراکم‌پذیری آب هم صرف‌نظر شود، فشار هیدرودینامیکی مطابق شکل (۸-۴) کاهش می‌یابد.

#### ۲-۲-۲-۸- تغییر مکان غیرهم‌فاز ( با اختلاف فاز $180^\circ$ )

اگر اختلاف زمانی بین حرکت زمین در محل سد و انتهای مخزن معادل  $180^\circ$  باشد، فشار هیدرودینامیکی مطابق شکل (۸-۵) افزایش می‌یابد. فشار هیدرودینامیکی نشان داده شده در شکل (۸-۵) برای مخازن با شکل نامشخص و مصالح زیرین تغییر شکل‌پذیر، به علت وجود میرایی، کاهش می‌یابد.



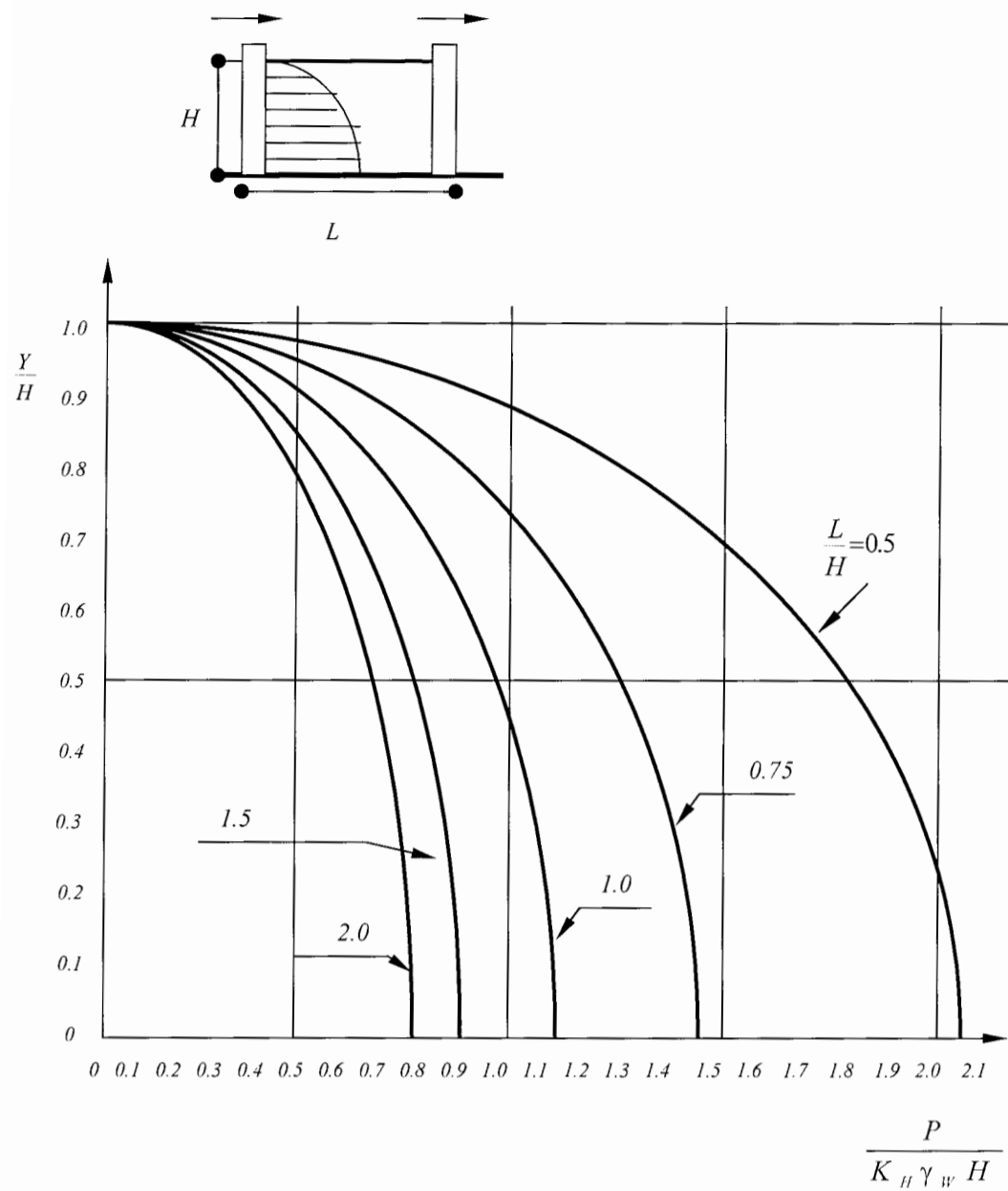
شکل ۸-۴ - توزیع فشار هیدرودینامیکی برای تغییر مکان هم فاز

### ۸-۲-۳- تأثیر تغییر شکل پذیری سد

تأثیر تغییر شکل پذیری سد و چرخش پایه آن بر مبنای فشارهای هیدرودینامیکی بستگی به مقدار انعطاف پذیری سد دارد و نمی توان از آن صرف نظر نمود. تأثیر فوق در حالتیکه زمان تناوب طبیعی مخزن و سد به هم نزدیک باشند، زیاد می باشد. فشار هیدرودینامیکی فوق از مجموع دو نوع فشار هیدرودینامیکی به شرح زیر بدست می آید:

- فشار هیدرودینامیکی در حالتیکه سد تغییر شکل ناپذیر فرض شود.

- فشار هیدرودینامیکی که در اثر تغییر شکل پذیری سد بایستی به آن اعمال شود.



شکل ۸-۵ - توزیع فشار هیدرودینامیکی برای تغییر مکان غیر هم فاز

نتایج محاسبات عددی برای بسیاری از سدها نشان می‌دهد که در نظر گرفتن تغییر شکل پذیری سد، نیروی هیدرودینامیکی را از ۵۰٪ تا ۱۰۰٪ نسبت به حالتیکه سد تغییر شکل ناپذیر فرض شود، افزایش می‌دهد. بنابراین برای طراحی اولیه توصیه می‌شود نیروی هیدرودینامیکی محاسبه شده برای سد صلب، جهت در نظر گرفتن انعطاف پذیری سد، ۵۰٪ افزایش داده شود.

#### ۸-۲-۴- حرکت قائم زمین

تأثیر حرکت قائم زمین بر فشار هیدرودینامیکی قابل ملاحظه است. بخشی از مؤلفه قائم حرکت زمین، فشار هیدرودینامیکی افقی بر سطح بالادست سد ایجاد می‌کند. با در نظر گرفتن مقدار بحرانی  $H/T = 360 \text{ m/sec}$ ، فشار هیدرودینامیکی افقی ناشی از حرکت قائم زمین برابر خواهد بود با:

$$P_{base,y} = 0.9 \times K_v \times \lambda_w \times H \quad (7-8)$$

که در آن  $k_v$  ضریب زلزله عمودی می‌باشد. لازم به توضیح است که به علت تراکم‌پذیری سنگ، می‌توان از انعکاس امواج عمقی در مرز مشترک آب و سنگ صرف‌نظر کرد. بنابراین اثر شتاب قائم زمین کم خواهد بود.

شکل (۸-۶) نمایانگر توزیع فشار ناشی از حرکت قائم زمین می‌باشد.

#### ۸-۳- آیین‌نامه کشور چین برای طراحی سدهای قوسی در مقابل نیروی زلزله (۷۸-)

10 (SDJ) [ 4 ]

فشار هیدرودینامیکی وارد بر سدهای قوسی ناشی از حرکت افقی زمین طبق رابطه (۸-۸) محاسبه می‌شود:

$$P_y = K_H C_z f_y C_2 \gamma_0 H_0 \quad (8-8)$$

که در آن:

$f_y$ : ضریب توزیع فشار هیدرودینامیک در طره مرکزی سد قوسی، وقتی که حرکت زمین در جهت طولی رودخانه باشد، است.

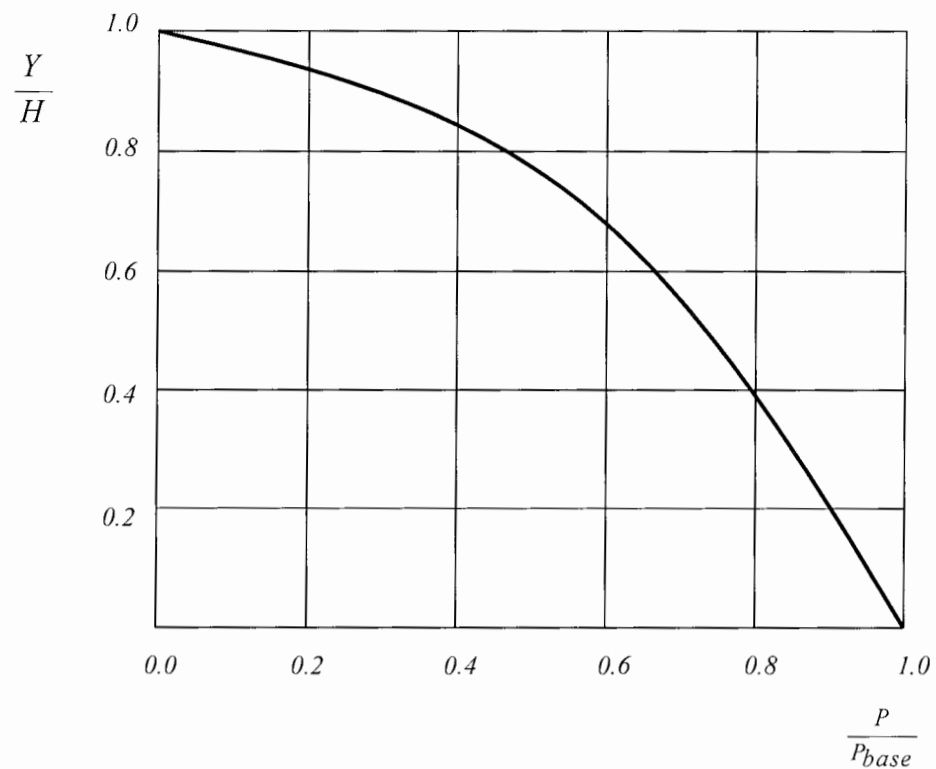
$C_2$ : ضریب فشار هیدرودینامیکی در طول قوس‌ها می‌باشد.

$H_0$ : عمق آب

$K_H$ : ضریب افقی زلزله

$C_z$ : ضریب جامع نیروی زلزله که معمولاً  $1/4$  در نظر گرفته می‌شود.





شکل ۸-۶ - توزیع فشار هیدرودینامیکی افقی ناشی از شتاب قائم

$\gamma_0$ : وزن مخصوص آب

$\theta$ : زاویه بین مقاطع عرضی در طول قوس ها و خط مرکزی قوس

$\theta_0$ : نصف زاویه مرکزی قوس ها در تراز  $i$

وقتی که زلزله در جهت طولی رودخانه باشد ،  $C_2 = 1$  و در حالتی که زلزله در جهت عرضی رودخانه باشد ، مقادیر  $C_2$  از جدول ( ۸-۱ ) تعیین می شود . در این روش خط مرکزی قوس ها به عنوان مرز در نظر گرفته می شود و مقادیر  $C_2$  دو طرف آن با علامتهای مختلف انتخاب می شوند.

#### ۸-۴- آیین نامه کشور ژاپن برای طراحی سدها در مقابل نیروی زلزله [ ۴ ]

فشار هیدرودینامیکی وارد بر بدنه در تماس با آب سدها ، طبق رابطه زیر محاسبه می شود :

$$P = \frac{7}{12} K_H \lambda_0 b h^2 \quad (۸-۹)$$

$K_H$ : ضریب افقی زلزله

$\lambda_0$ : وزن مخصوص آب ( $ton/m^3$ )

$h$ : عمق آب ( $m$ )

$b$ : عرض سد در جهت عمود بر فشار هیدرودینامیکی یا جهت زلزله.

جدول ۸-۱ - ضریب توزیع  $C_2$  برای فشار هیدرودینامیکی در طول قوس ها

$\theta_i/\theta_{0i}$	$C_2$	$\theta_i/\theta_{0i}$	$C_2$
0	0	0.6	0.95
0.1	0.35	0.7	0.85
0.2	0.68	0.8	0.75
0.3	0.9	0.9	0.6
0.4	1.0	1.0	0.5
0.5	1.0		

## فصل نهم

### برنامه کامپیوتری مورد استفاده

#### ۹-۱ - مقدمه

بررسی رفتار توده‌های عظیم بتنی مانند سدهای قوسی ، به دلیل شرایط خاص ناپیوستگی‌ها، رفتار غیرهمسانی ، غیرهمگنی و غیرخطی آنها بسیار پیچیده می‌باشد . لذا انجام چنین بررسی‌ای لزوم استفاده از برنامه‌های کامپیوتری جامع با قابلیت‌های بالا را ایجاب می‌کند . برنامه کامپیوتری مورد استفاده در این تحقیق ، برنامه *Ansys 6.1* می‌باشد .

#### ۹-۲ - معرفی مختصر نرم‌افزار *Ansys 6.1* و قابلیت‌های آن [ 5 ]

*Ansys* یک برنامه کامپیوتری بسیار پیشرفته است که با استفاده از روش اجزای محدود برای تحلیل و طراحی سیستم‌های مهندسی بکار می‌رود و امتیازات ویژه‌ای نسبت به برنامه‌های مشابه دارا می‌باشد .

مهمترین دلیل انتخاب این برنامه در تحقیق حاضر ، توانایی بالای آن جهت طراحی مش‌بندی محیط‌هایی با هندسه پیچیده و حجیم و نیز قدرت لحاظ کردن مسائل اندرکنش آب و سازه است. قابلیت مهم دیگر این برنامه این است که قادر به حل مسائل مقادیر ویژه با ماتریس‌های ضرایب نامتقارن ( مسائل اندرکنش ) با در نظر گرفتن تراکم‌پذیری آب می‌باشد .

این برنامه قادر به اعمال شرایط مرزی دلخواه در مرزهای مخزن ، اعم از جذب کامل ، مرز بی‌نهایت ( انعکاس کامل ) یا مرز با درصد جذب انرژی معین می‌باشد . در این برنامه مساله

اندرکنش سازه و سیال می‌تواند هم از طریق دیدگاه لاگرانژی و هم به طریق دیدگاه اویلری در نظر گرفته شود. در این تحقیق، جهت در نظر گرفتن مساله اندرکنش، از دیدگاه اویلری استفاده شده است. بدین ترتیب که مجهول گرهی محیط مخزن، فشار و مجهول گرهی سد و فونداسیون تغییرمکان می‌باشد و گره‌هایی که در مرز مشترک سد و مخزن قرار دارند، دارای درجات آزادی فشار و تغییرمکان خواهند بود.

از محاسن دیگر این برنامه سهولت مدلسازی هندسی و بارگذاری در آن می‌باشد. همچنین به دلیل دارا بودن المان‌های مختلف در شرایط فیزیکی مختلف مانند سیال، دارای شرایط خوبی برای مدلسازی‌های خاص می‌باشد.

از امتیازات ویژه این برنامه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- ۱- توانایی برنامه در آنالیز و طراحی انواع سیستم‌های مهندسی از جمله سازه‌ای، سیالاتی، مکانیکی، حرارتی و الکترومغناطیس و کماتش.
- ۲- انواع آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی.
- ۳- علاوه بر آنالیز خطی، توانایی بالایی برای انجام آنالیزهای غیرخطی به کمک این برنامه موجود می‌باشد. بطوریکه می‌توان هم مصالح و هم هندسه سازه را به صورت خطی یا غیرخطی مدل کرد.
- ۴- وجود انواع مختلف المان در این برنامه شامل المان یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی با درجات آزادی متفاوت.

#### ۹-۲-۱- اصول کلی برنامه ANSYS [ 5 ]

جامع بودن برنامه ANSYS لزوم دستورات زیادی را در برنامه ایجاد می‌کند. علیرغم وسعت زیاد دستورات، آنالیز در سه مرحله کلی زیر انجام می‌گیرد:

۱- مرحله قبل از پردازش

۲- مرحله پردازش

۳- مرحله بعد از پردازش

هر یک از مراحل فوق برای اهداف خاصی در نظر گرفته شده‌اند و شامل دستورات و

زیر دستورات متعددی می‌باشند . روند عمومی در این برنامه و مراحل آنالیز در گامهای زیر مشترک هستند :

۱- ساخت مدل

۲- اعمال نیروها ( شامل شرایط تکیه‌گاهی و شرایط مرزی ) و حل سیستم

۳- بررسی نتایج

مدل‌سازی به دو صورت است :

الف) مستقیم ( با تعریف گره‌ها و المان‌ها )

ب) هندسی ( با تعریف کل جسم در ابتدا و بعد شبکه‌بندی آن )

از نظر پردازش و خروجی‌ها دو نوع پردازشگر در این نرم‌افزار موجود است :

۱- پردازشگر عمومی

۲- پردازشگر تاریخچه زمانی

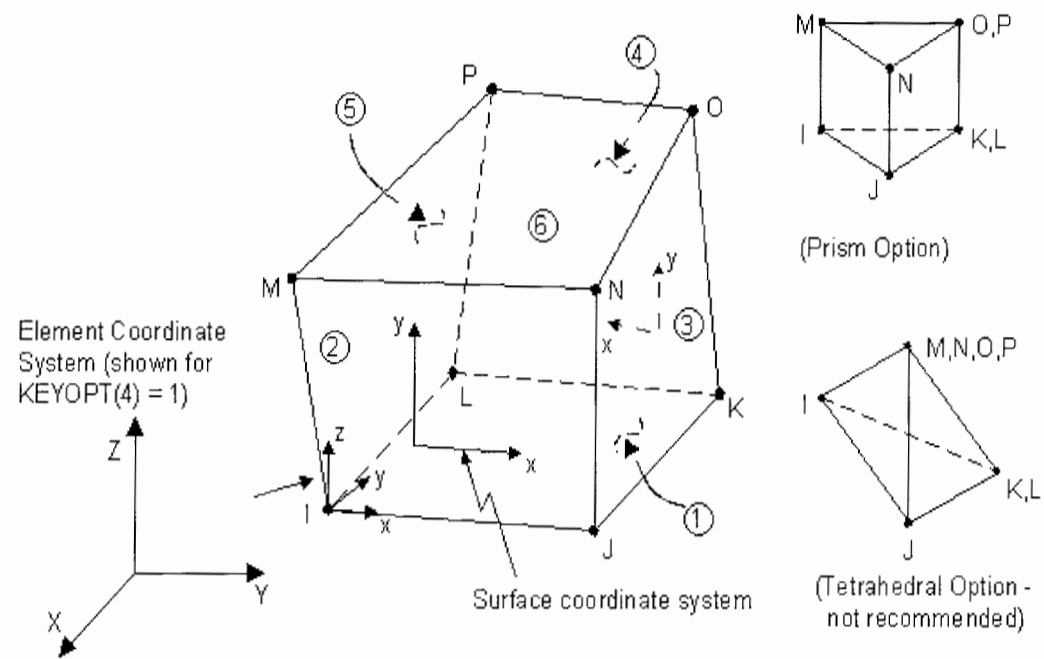
که هر دو پردازشگر هم بصورت گرافیکی و هم به صورت عددی قادر به ارائه خروجی می‌باشند .

#### ۹-۲-۲- زبان برنامه‌نویسی طراحی پارامتریک (APDL)

این نرم‌افزار همچنین شامل یک زبان مخصوص به نام *APDL* برای برنامه‌نویسی در حل مدل‌های خاص و وارد کردن تغییرات دلخواه در برخی موارد می‌باشد ( این زبان برنامه‌نویسی جدا از خود نرم‌افزار *ANSYS* است ).

*APDL* اجازه می‌دهد که مدل خود را بصورت پارامتریک ( با متغیرها ) بسازیم . که این به نوبه خود باعث تغییرات آسان در طراحی و انعطاف بیشتر کار می‌شود . همچنین شامل ایجاد حلقه‌های تکرار ، ساختار تصمیم‌گیری و ... می‌باشد که در تحقیقات در مورد آنالیزهای دینامیکی با رکودهای زلزله بسیار کارآمد بوده و از آن استفاده شده است .

جهت مدل کردن محیط سد از المان *Solid 45* در برنامه *ANSYS* استفاده شده است. این المان که توسط ۸ گره مشخص می‌شود، برای مدل کردن محیطهایی که باید به شکل سه بعدی شبیه‌سازی شوند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر کدام از گره‌های المان دارای سه درجه آزادی انتقالی در جهات اصلی  $x$ ،  $y$  و  $z$  می‌باشند. شکل کلی این المان در شکل (۹-۱) دیده می‌شود.



شکل ۹-۱ - شکل کلی المان *Solid 45*

اطلاعات ورودی لازم جهت تعریف این المان عبارتست از: مختصات گره‌ها، خواص مصالح که شامل مدول الاستیسیته، جرم واحد حجم (چگالی)، میرایی و ضریب پواسون. جهت مش‌بندی محیط نمونه‌های سد قوسی از دو لایه المان *Solid 45* در جهت ضخامت سد استفاده شده است. اندازه المان‌ها تابعی از مشخصات بدنه سد می‌باشد و در حد امکان باید از تعداد کافی المان در مدلسازی استفاده نمود. دقت نتایج و زمان مورد نیاز برای تحلیل به روش اجزای محدود، دو پارامتر اصلی حاکم در انتخاب نوع و تعداد المان‌ها می‌باشند. براساس توصیه کمیته سدهای آمریکا حداقل تعداد المان مورد استفاده در مدلسازی سد نباید از ۵ المان در ارتفاع و بدنه در

صورت استفاده از المان‌های با درجات آزادی بالا کمتر باشد، نسبت ابعاد المان‌های مجاور نیز نباید از دو برابر بعد کوچکتر تجاوز کند.

در مدلسازی نمونه‌های ارائه شده در این تحقیق، ابعاد المان‌ها حدود ۱۵ متر می‌باشد. جهت مش‌بندی محیط سد، سعی بر این بوده که وجوه المان‌ها در رویه بالادست و پایین دست موازی محورهای مختصات اصلی باشند. برای این منظور باید بدنه سد به اجزای با شکل مکعب که اضلاع این مکعب موازی محور مختصات باشند، تقسیم‌بندی می‌شد. نمایی از مش‌بندی بدنه سد در شکل (۹-۳) قابل مشاهده شده است.

#### ۹-۴- مدل فونداسیون سد

اثرات قابل ملاحظه‌ای که انتشار امواج فشاری در محدوده بستر سنگی سدهای قوسی روی پاسخ سد دارند، بررسی و در نظر گرفتن اندرکنش سد و پی سنگی را اجتناب ناپذیر می‌کنند. مدل کردن محدوده پی به علت خصوصیات هندسی پیچیده آن و تغییرات زیاد مشخصات مکانیکی سنگ در محدوده پی، کاری پیچیده می‌باشد و مانند مسائل اندرکنش خاک و سازه، می‌بایستی تأثیر تولید و انتشار امواج فشاری و استهلاک آنها را با در نظر گرفتن یک محیط نیمه‌بی‌نهایت بررسی نمود که این خود پدیده‌ای است که عمدتاً در آنالیزها در محدوده فرکانس کاربرد دارد. در صورتی که پی بصورت محدود در نظر گرفته شود باید با ایجاد شرایط مرزی مناسب از انعکاس امواج فشاری به داخل سیستم جلوگیری نمود.

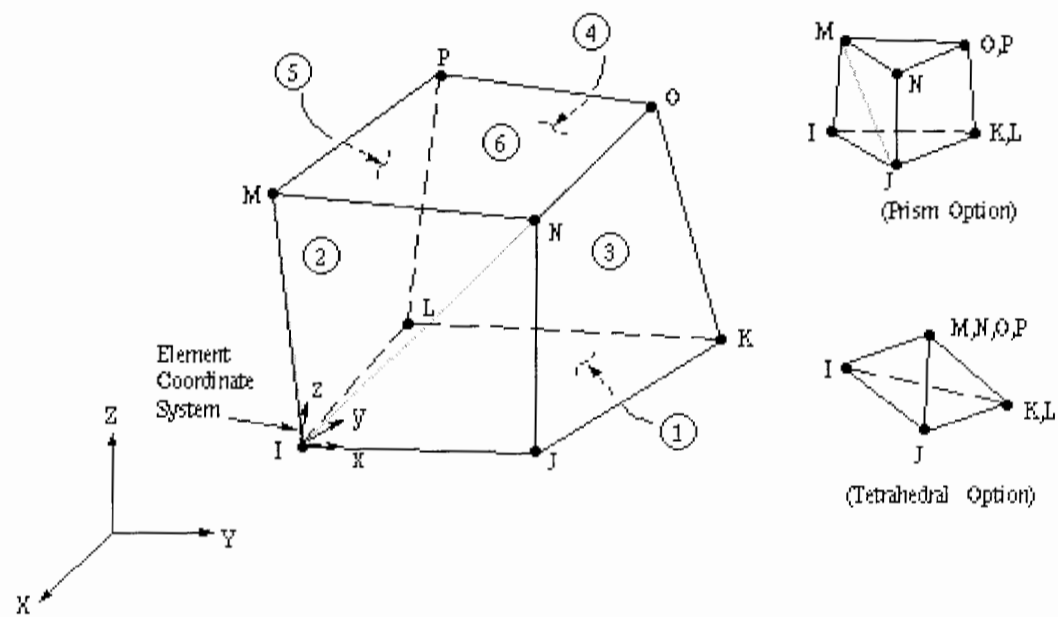
مدلسازی پی سد با توجه به نسبت مدول الاستیسیته سنگ بستر به مدول الاستیسیته بتن بدنه سد صورت می‌گیرد. برای مقادیر  $E_f/E_c$  برابر یا بیشتر از ۱، شبکه‌ای به شعاع ارتفاع سد مطابق شکل کفایت می‌کند. برای مقادیر  $E_f/E_c$  بین یک چهارم تا یک دوم، ۲ برابر ارتفاع سد در نظر گرفته می‌شود. مقادیر فوق‌الذکر از بررسی نتایج تجربی حاصل شده‌اند، لیکن هنوز معیار دقیقی برای انتخاب ابعاد مناسب پی ارائه نشده است. برای نسبت‌های  $E_f/E_c$  با مقدار ۲ و بیشتر و

یا به منظور ساده‌سازی می‌توان بستر سد را صلب در نظر گرفت و از مدلسازی هندسه پی صرف‌نظر نمود. [ 14 ]

#### ۹-۵- مدل مخزن سد [ 7 ]

المان مورد استفاده جهت مدل کردن محیط مخزن ، المان *fluid 30* است . این المان جهت مدل کردن محیطهای سیال در مجاورت سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد . کاربرد نمونه این المان در مسائل اندرکنش آب و سازه و نیز برای بررسی سازه‌های غوطه‌ور در سیال می‌باشد . این المان دارای هشت گره می‌باشد . درجه آزادی انتخابی برای همه گره‌ها ، درجه آزادی فشار می‌باشد . ضمن اینکه گره‌های مجاور سازه علاوه بر درجه آزادی فشار ، دارای درجات آزادی انتقالی در سه جهت  $x$  ،  $y$  و  $z$  نیز می‌باشند .

این المان ، توانایی جذب انرژی امواج فشار هیدرودینامیک را در مرزهای خود دارد و همین توانایی ما را قادر می‌سازد تا در مرزهای مخزن شرایط مرزی دلخواه جذب انرژی را اعمال کنیم . شکل کلی این المان در شکل ( ۹-۲ ) قابل مشاهده است .



شکل ۹-۲- شکل کلی المان المان *Fluid 30*



تمام تحلیل‌های ارتعاش آزاد، تاریخچه زمانی و هارمونیک قابل استفاده در مورد این المان می‌باشند. بعد از مش‌بندی سیال، باید مرز تماس آن با سازه در تمامی گره‌ها بصورت درگیر تعریف گردد و بدین وسیله معادلات سازه و سیال به شکل درگیر درمی‌آیند.

هندس، موقعیت‌های گرهی و سیستم مختصات جهت تعریف این المان در شکل (۹-۲) نشان داده شده است. اطلاعات ورودی جهت تعریف این المان علاوه بر مختصات گره‌های آن، چگالی سیال و سرعت صوت، پارامتری به نام  $Mu$  جهت تعیین میزان جذب انرژی می‌باشد. سرعت صوت در سیال توسط رابطه  $\sqrt{k/\rho}$  تعیین می‌شود که  $k$  مدول بالک سیال و  $\rho$  جرم حجمی سیال می‌باشد. مقدار  $Mu$  بین صفر و یک می‌تواند تغییر کند، که مقدار صفر بیانگر عدم جذب انرژی و مقدار ۱ مبین جذب کامل انرژی است.

هرگاه آنالیز دینامیکی در محدوده زمان انجام گیرد، طول معین از مخزن که در بالادست سد امتداد می‌یابد، با توجه به هندسه سد و محیط اطراف (دریاچه پشت سد) در نظر گرفته می‌شود. به منظور ساده‌سازی و مطابق توصیه‌های موجود، جهت مدلسازی آب پشت سد، کانالی که در بالادست سد در محدوده تصویر بدنه سد بر صفحه قائم قرار می‌گیرد، با طول مشخص و یا نیمه بی‌نهایت در نظر گرفته می‌شود. عوامل مؤثری که در مدلسازی مخزن، در حالت کلی می‌توان در نظر گرفت به شرح زیر می‌باشند:

۱- تراکم‌پذیری آب

۲- شرایط مرزی مناسب برای جلوگیری از انعکاس امواج در انتهای مخزن

۳- اثرات جذب و انعکاس مرزی مخزن

۴- تأثیر امواج سطحی

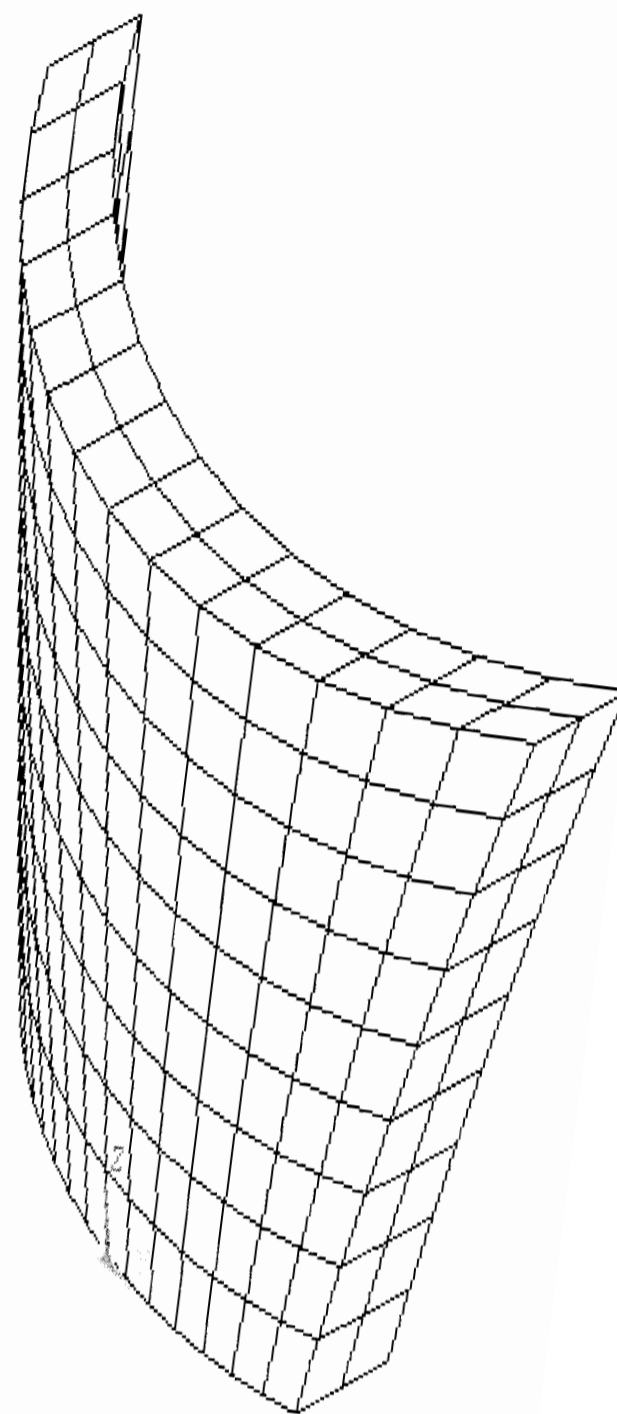
با توجه به نوع المان استفاده شده در این رساله جهت شبکه‌بندی مخزن، به جز اثرات امواج سطحی، بقیه عوامل فوق در مدلسازی منظور شده است.

طولی از مخزن که در مدل ریاضی سیستم سد و مخزن باید مورد استفاده قرار گیرد و از انعکاس امواج فشاری از بالادست مخزن به طرف سد جلوگیری گردد، در حدود سه برابر ارتفاع

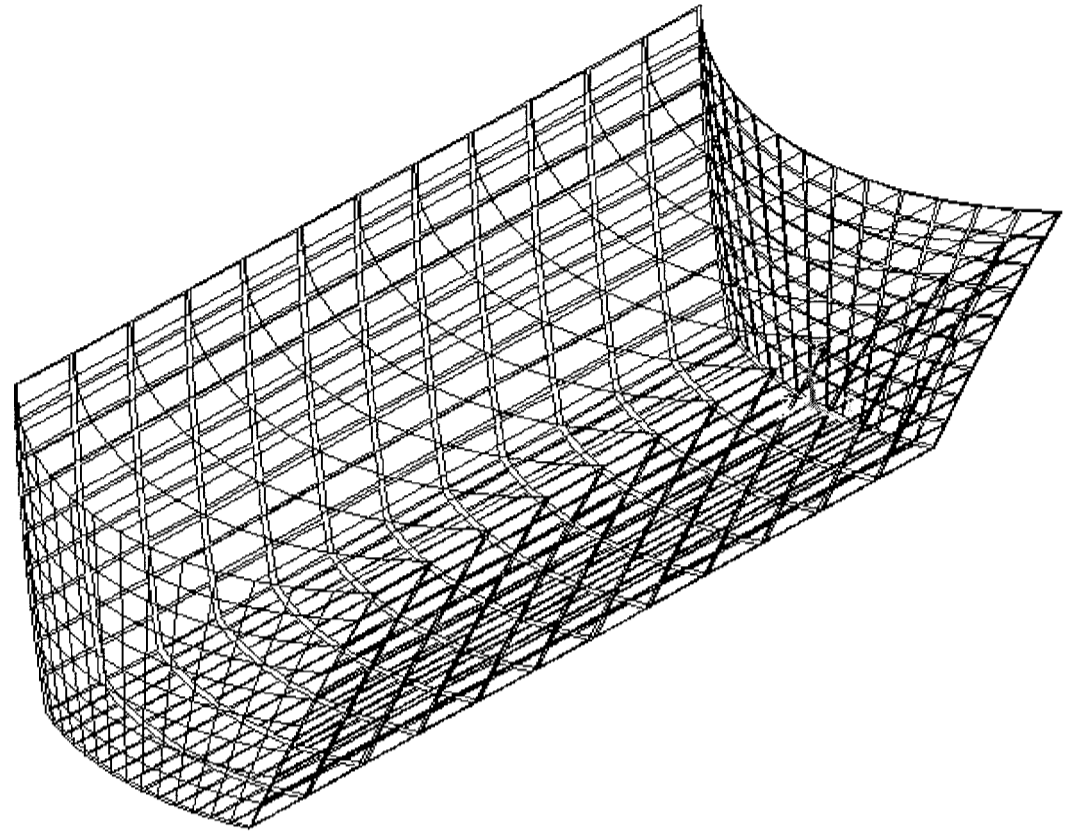
سد می باشد . شکل مشبندی محیط مخزن سد که در این تحقیق به بررسی آن خواهیم پرداخت، در شکل ( ۴-۹ ) قابل مشاهده می باشد .  
در شکل ( ۵-۹ ) نیز کل مدل سد و مخزن و تکیه گاه که توسط برنامه *Ansys* طراحی شده است ، مشاهده می شود .

#### ۹-۶- شرایط مرزی اعمال شده

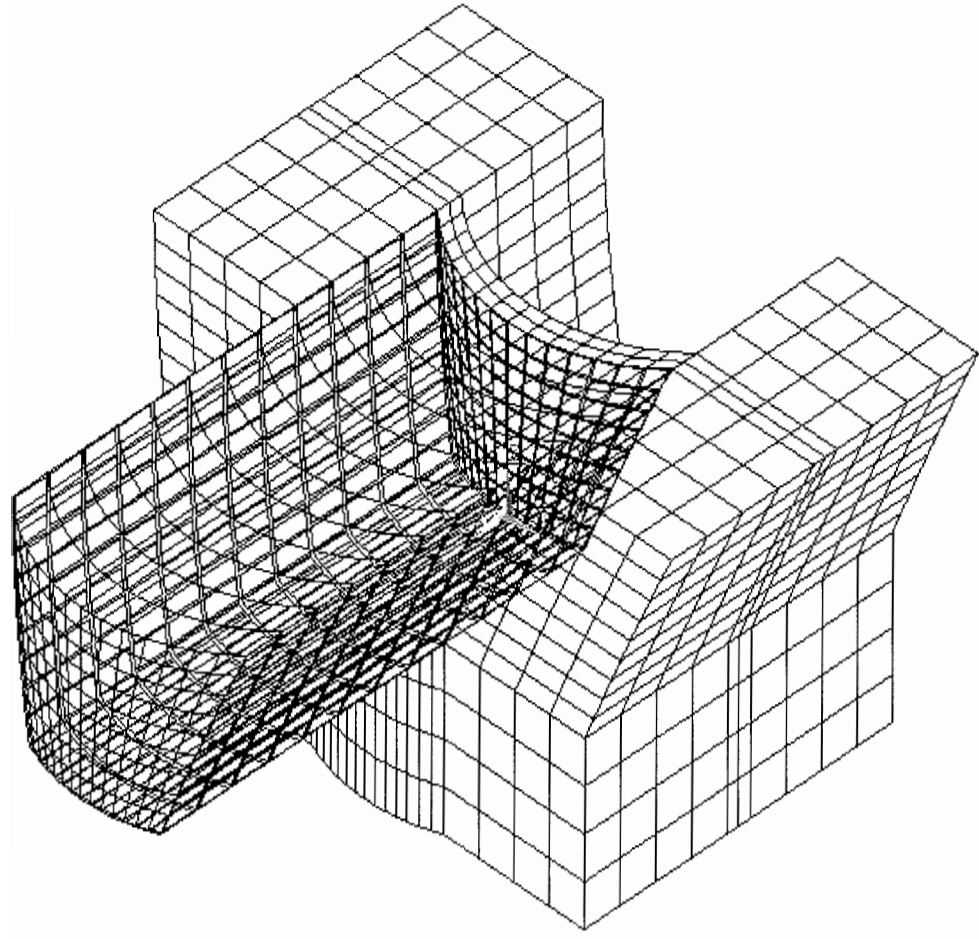
شرط مرزی اعمال شده به محیط فونداسیون بدین گونه است که تمامی گره های مرزی فونداسیون در جهات انتقالی  $x$  و  $y$  و  $z$  مقید شده اند .  
در نرم افزار *Ansys* ، معادلات حاکم بر مخزن از معادله انتشار امواج با مجهول گرهی فشار، استخراج شده است و مبحث شرایط مرزی از عوامل موثر بر مدل مخزن ، به خصوص حالت آب تراکم پذیر می باشد . در محیط مخزن دو نوع شرط مرزی اعمال شده است . اولین شرط مرزی در مرز مشترک بین سد و مخزن است که به شکل یک مرز اندرکنش تعریف می شود . شرط مرزی دوم در گره های سطح مخزن است که با توجه به توصیه های موجود مبنی بر مجاز بودن فرض فشار صفر در سطح مخزن ( که خطای ناشی از این فرض بسیار اندک و قابل صرف نظر کردن است ) ، فشار هیدرودینامیک در کلیه گره های سطح مخزن ، صفر فرض شده است .



شکل ۳-۹ - نمایی از مش بندی بدنه سد قوسی



شکل ۴-۹ - نمایی از مش بندی مخزن سد قوسی



شکل ۹-۵- مدل کلی المان محدود سد قوسی همراه با پی و مخزن

۷-۹- نحوه مدل‌سازی نمونه های سد بتنی قوسی

در رساله حاضر ، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار اجزای محدود ANSYS بر روی ده نمونه از سد بتنی تک قوسی با ارتفاع و طول دهانه متفاوت انجام شده است . پنج نمونه از این سدها با ارتفاع ثابت ۱۰۰ متر و دهانه های متفاوت و پنج نمونه دیگر با طول دهانه ثابت ۱۵۰ متر و ارتفاعات مختلف در نظر گرفته شده اند . در جدول زیر مشخصات هندسی نمونه های سد بتنی قوسی ، ارائه شده است .

جدول ۹-۱- مشخصات هندسی نمونه های سد بتنی قوسی

شماره نمونه	H (ارتفاع سد بر حسب متر)	L (طول دهانه سد بر حسب متر)	طول تاج سد بر حسب متر
۱	۱۰۰	۱۲۰	۱۳۹
۲	۱۰۰	۱۳۰	۱۴۸
۳	۱۰۰	۱۷۰	۱۸۴
۴	۱۰۰	۱۸۰	۲۰۳
۵	۱۰۰	۲۲۰	۲۳۹
۶	۸۰	۱۵۰	۱۶۶
۷	۹۰	۱۵۰	۱۶۶
۸	۱۰۰	۱۵۰	۱۶۶
۹	۱۱۰	۱۵۰	۱۶۶
۱۰	۱۲۰	۱۵۰	۱۶۶

در مدلسازی نمونه های سد بتنی قوسی فرضیات زیر در نظر گرفته شده است :

- ۱- ماده تشکیل دهنده سد ( بتن ) ، همگن و ایزوتروپ در نظر گرفته شده است .
- ۲- محیط سیال به صورت ایده ال (غیرویسکوز ) و با قابلیت متراکم شدن در نظر گرفته می شود .
- ۳- اثرات مربوط به جذب انرژی امواج توسط رسوبات کف مخزن و کناره ها اعمال شده است .
- ۴- اثرات مربوط به اندرکنش سد و مخزن در نظر گرفته شده است .
- ۵- اثرات مربوط به استهلاک انرژی امواج در انتهای مخزن در نظر گرفته شده است .

#### ۹-۷-۱- مشخصات مصالح نمونه های سد بتنی قوسی

مدول الاستیسیته بتن :  $26 \text{ Gpa}$

وزن مخصوص بتن :  $24 \text{ KN/m}^3$

ضریب پواسون بتن :  $0.2$

سرعت امواج فشاری در آب :  $1440 \text{ m/s}$

وزن مخصوص آب :  $9.81 \text{ KN/m}^3$

ضریب انعکاس کناره ها و کف مخزن (  $\alpha$  ) :  $0.8$

مدول الاستیسیته سنگ پی :  $18 \text{ GPa}$

ضریب پواسون سنگ پی :  $0.2$

#### ۹-۷-۲- بارگذاری و رکورد زلزله :

بارهای اعمالی در آنالیز نمونه های سد بتنی قوسی ، شامل وزن سد ، فشار آب موجود در مخزن و نیروهای دینامیکی ناشی از زلزله می باشند .

با توجه به اینکه در بسیاری از پروژه های تحقیقاتی و مقالات مرتبط با اثرات زلزله بر سازه ها از رکورد زلزله تفت استفاده می شود و با توجه به در دسترس بودن مقادیر عددی مولفه های این رکورد ، رکورد زلزله (شتاب نگاشت ) اعمالی در این آنالیز ، مولفه افقی شتاب زمین ناشی از زلزله تفت در جهت جریان ( Taft S69E ) ، می باشد . طول رکورد زلزله برابر ۱۵ ثانیه در نظر

گرفته شده است. لازم به ذکر است که زلزله مذکور در تونل موسسه Taft Lincoln در هنگام زلزله ۲۱ ژوئیه سال ۱۹۵۲ در کرن کانتی کالیفرنیا به ثبت رسیده است. [۲۳]

با توجه به اینکه در فرمولهای ارائه شده توسط زنگار و وسترگارد برای تعیین فشار هیدرودینامیک ناشی از زلزله، از ضریب زلزله ( $\alpha$ )، در فرمولهای زنگار و وسترگارد استفاده شده است، و با توجه به اینکه در هر دو رابطه، تعریف ضریب زلزله عبارت از نسبت شتاب زلزله در جهت جریان به شتاب ثقل می باشد، لذا، برای اینکه مقایسه صحیحی از نتایج حاصل از روشهای قدیمی با نتایج حاصل از برنامه ANSYS، صورت گیرد، از بیشترین مقدار مولفه افقی شتاب زلزله تفت، برای تعیین ضریب زلزله استفاده شده است، که این امر منجر به محاسبه فشار هیدرودینامیک ماکزیمم در روشهای مذکور می شود که با فشار هیدرودینامیک ماکزیمم حاصل از برنامه ANSYS مورد مقایسه قرار گرفته اند.

لازم به ذکر است که در نمودارهای (۱۰-۱) تا (۱۰-۱۰)، فشار هیدرودینامیک ماکزیمم در امتداد محور تقارن قائم و در نمودارهای (۱۰-۱۱) تا (۱۰-۲۰) فشار هیدرودینامیک ماکزیمم در امتداد تکیه گاه نمونه های سد بتنی قوسی به تصویر کشیده شده است.

با مراجعه به فصلهای ۶ و ۷، فرمولهای مطرح شده در روشهای تحلیلی و تجربی که نتایج حاصل از آنها با روش اجزای محدود مورد مقایسه قرار گرفته است، عبارتند از:

$$\alpha = \frac{\ddot{x}}{g} \quad (۶-۱۲) \quad P_{\max} = \frac{7}{8} \alpha \rho g \sqrt{h(h-y)} \quad \text{فرمول وسترگارد (روش جرم افزوده)}$$

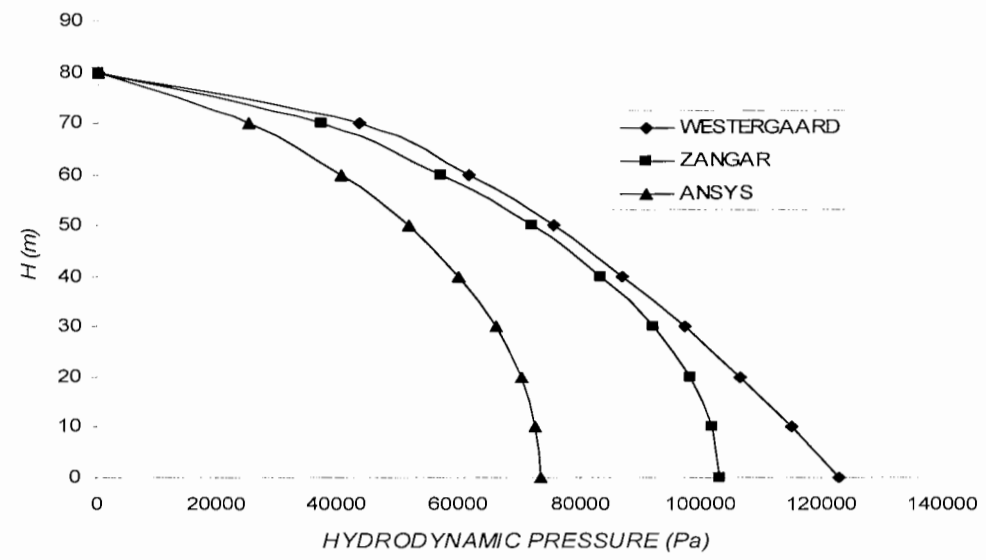
$$\alpha = \frac{\ddot{x}}{g} \quad (۲-۷) \quad P_{hyd} = C \gamma_w \alpha H \quad \text{فرمول زنگار}$$

پارامترهای موجود در روابط فوق، در فصول مربوطه ارائه شده اند.

همانطور که قبلاً مطرح شد، طول رکورد زلزله اعمال شده در آنالیز نمونه های سد بتنی ۱۵ ثانیه می باشد که با احتساب تعداد ۷۵۰ رکورد ثبت شده در زلزله تفت، تحریک مذکور در بازه های زمانی ۰/۰۲ ثانیه صورت گرفته است.

باتوجه به امکانات برنامه ANSYS در استفاده از برنامه های تکمیلی فرترن (macro)، از برنامه کمکی جهت وارد کردن رکورد زلزله استفاده شده است.

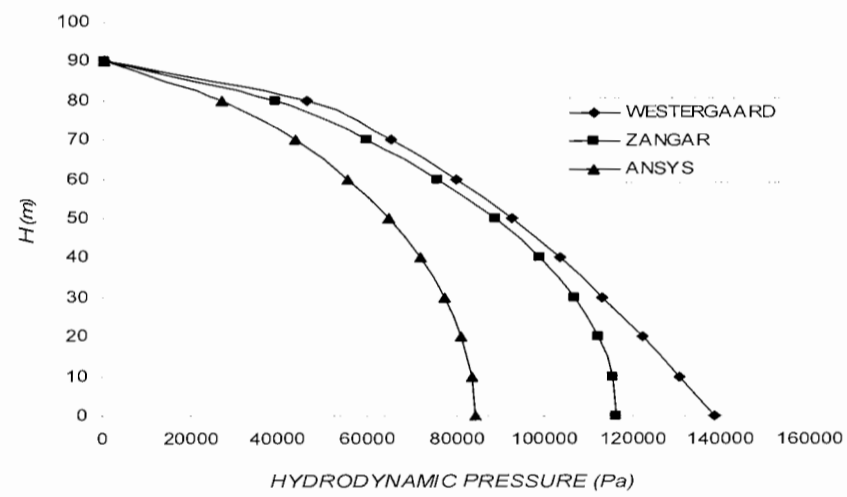




شکل ۱۰-۱- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر

محور تقارن قائم سد قوسی

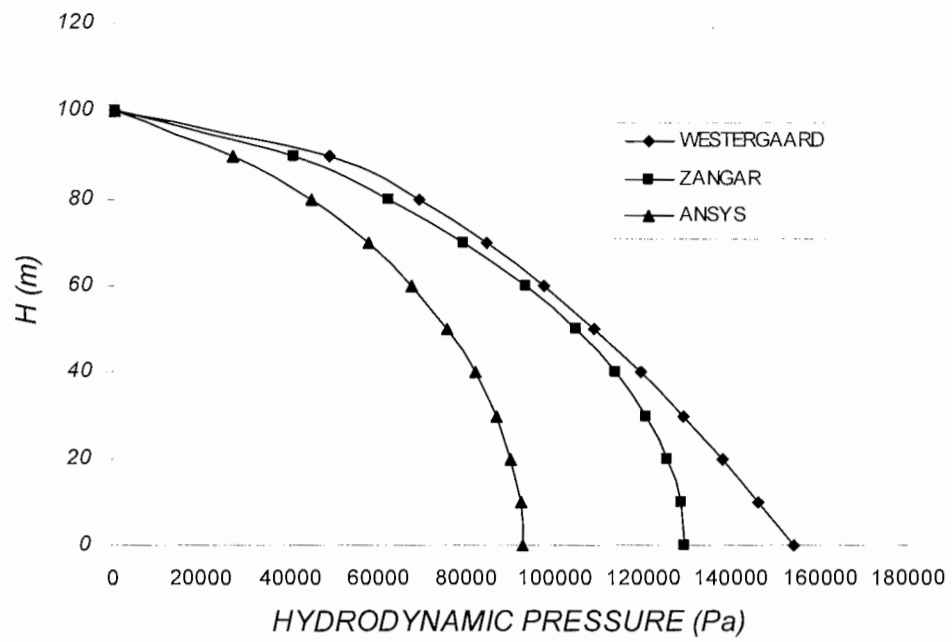
$$(L = 150 \text{ m}, H = 80 \text{ m})$$



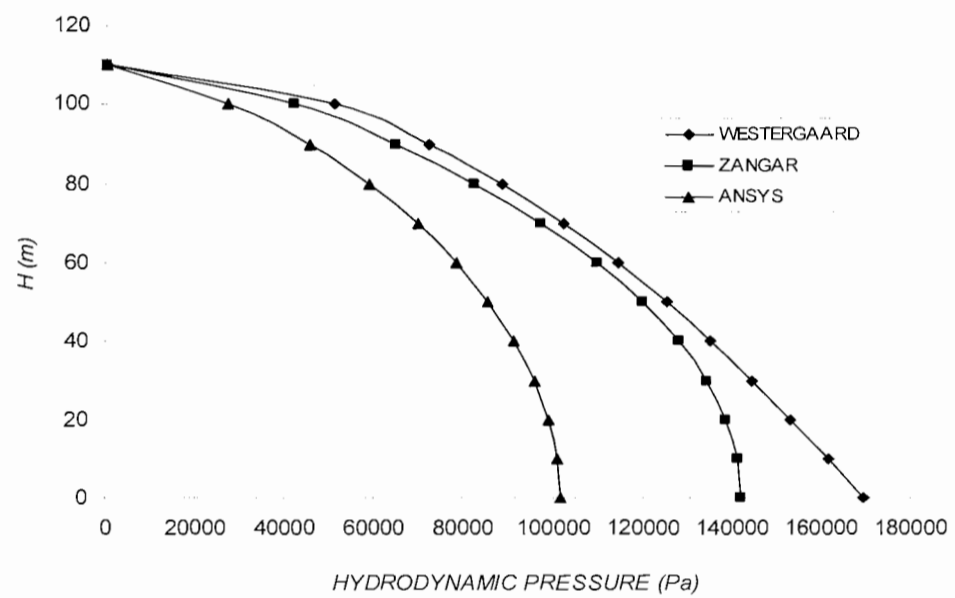
شکل ۱۰-۲- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر

محور تقارن قائم سد قوسی

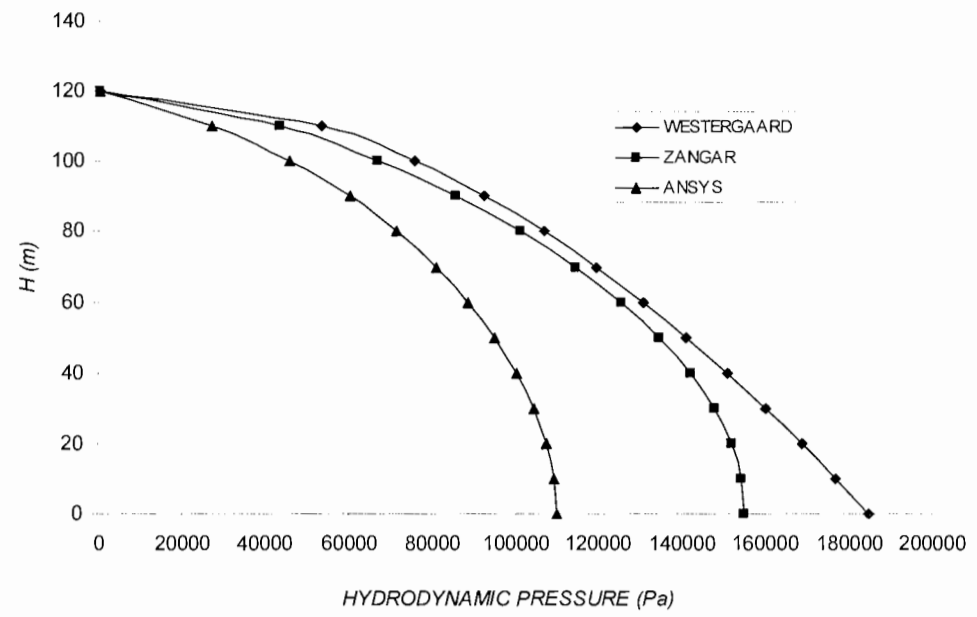
$$(L = 150 \text{ m}, H = 90 \text{ m})$$



شکل ۳-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی  
 $(L = 150\ m, H = 100\ m)$



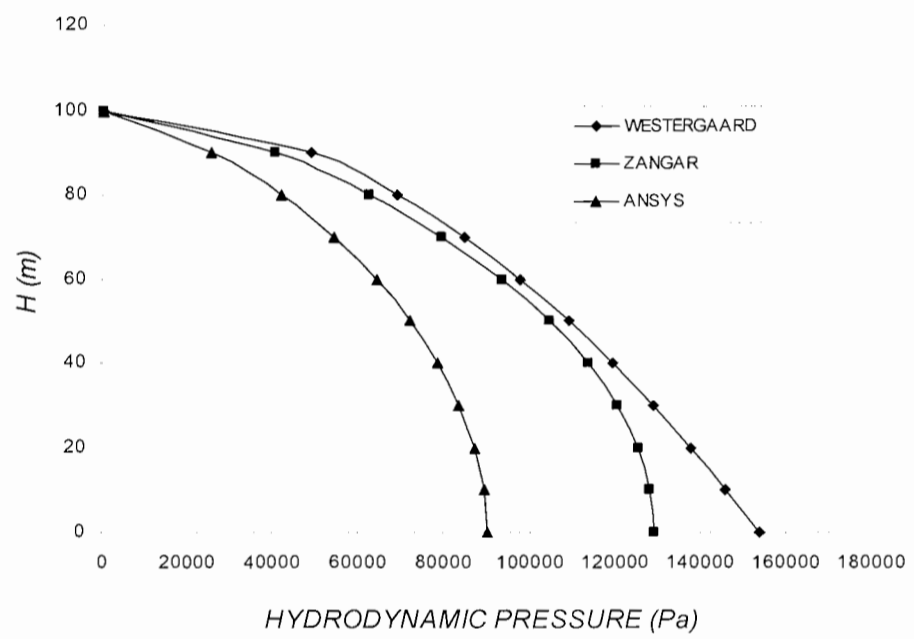
شکل ۴-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی  
 $(L = 150\ m, H = 110\ m)$



شکل ۱۰-۵- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر

محور تقارن قائم سد قوسی

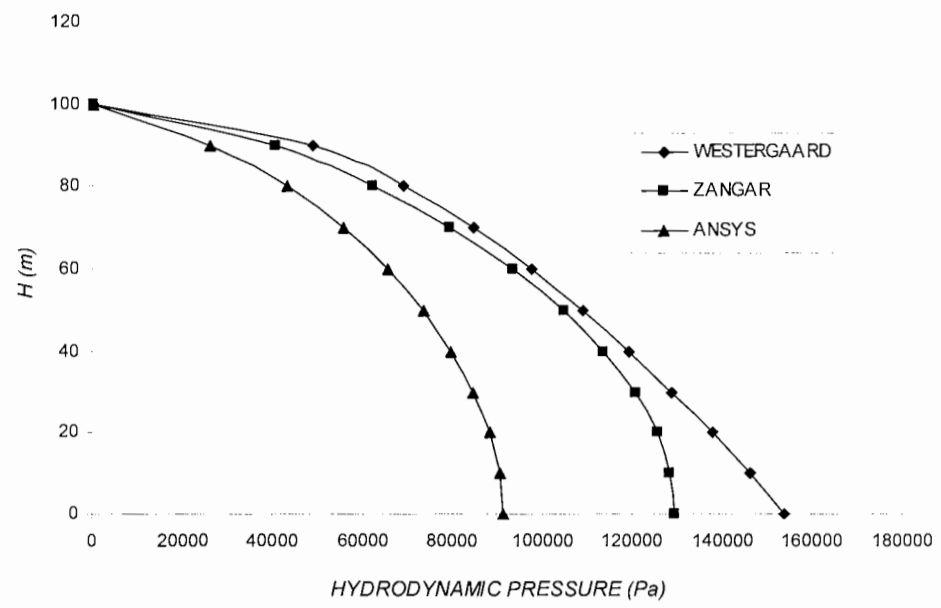
$$(L = 150 \text{ m}, H = 120 \text{ m})$$



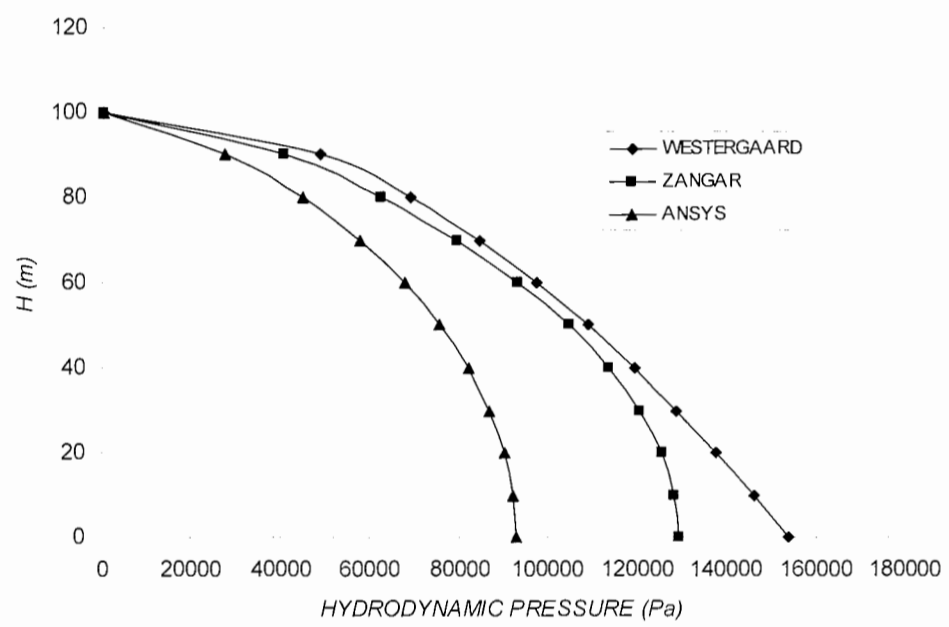
شکل ۱۰-۶- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر

محور تقارن قائم سد قوسی

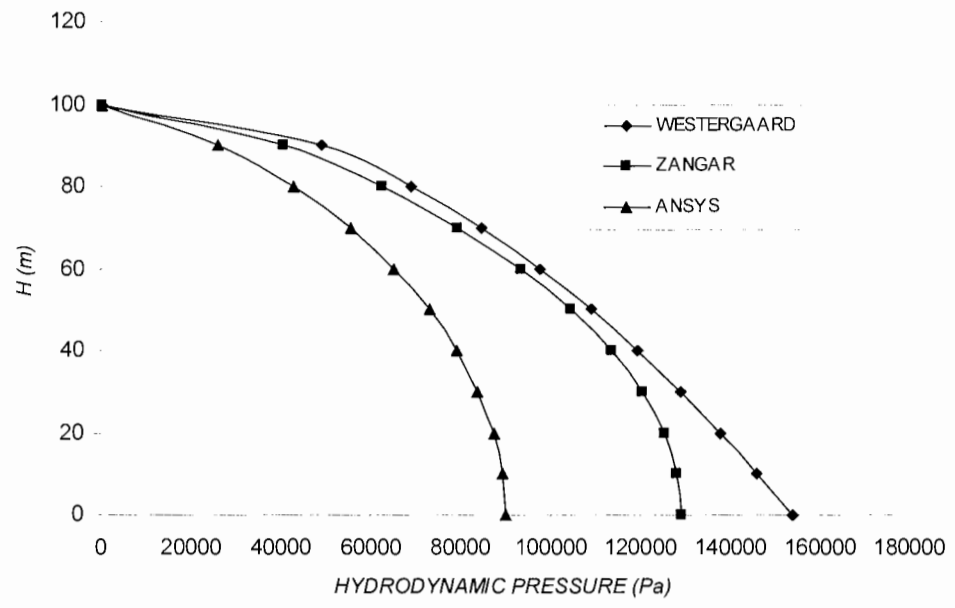
$$(L = 120 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۷-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی  
 $(L = 130\ m, H = 100\ m)$



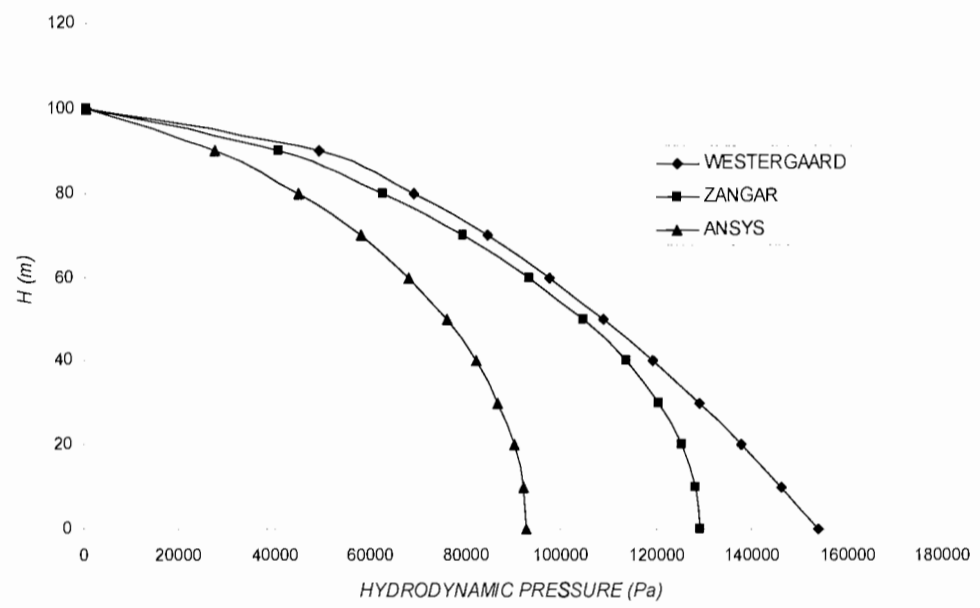
شکل ۸-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر محور تقارن قائم سد قوسی  
 $(L = 170\ m, H = 100\ m)$



شکل ۹-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر

محور تقارن قنم سد قوسی

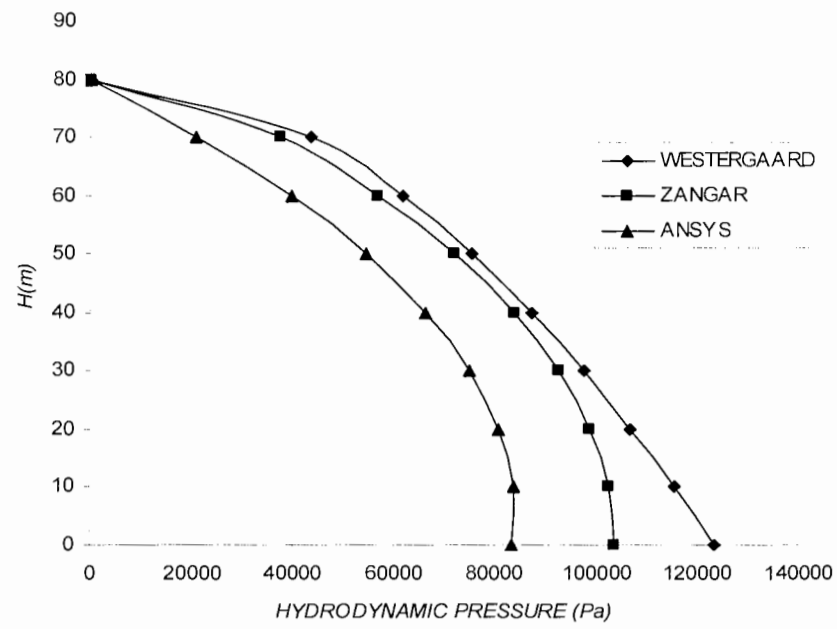
$$(L = 180 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد واقع بر

محور تقارن قنم سد قوسی

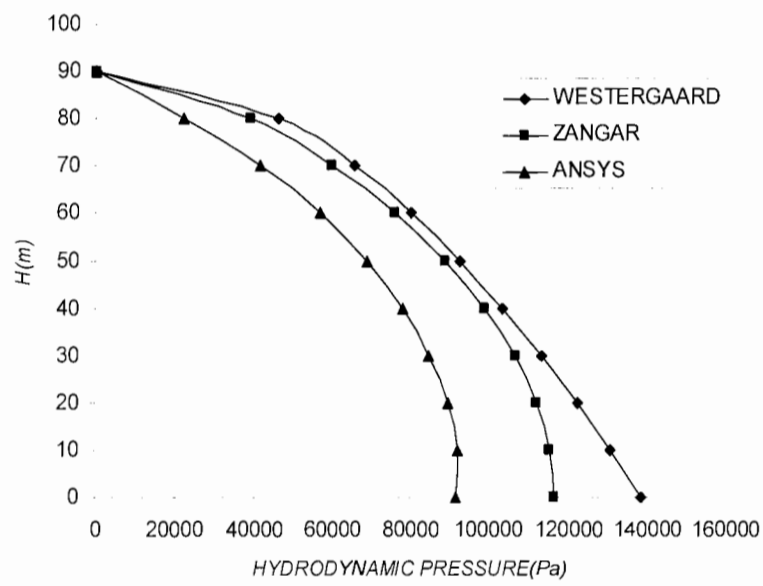
$$(L = 220 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۱۱-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

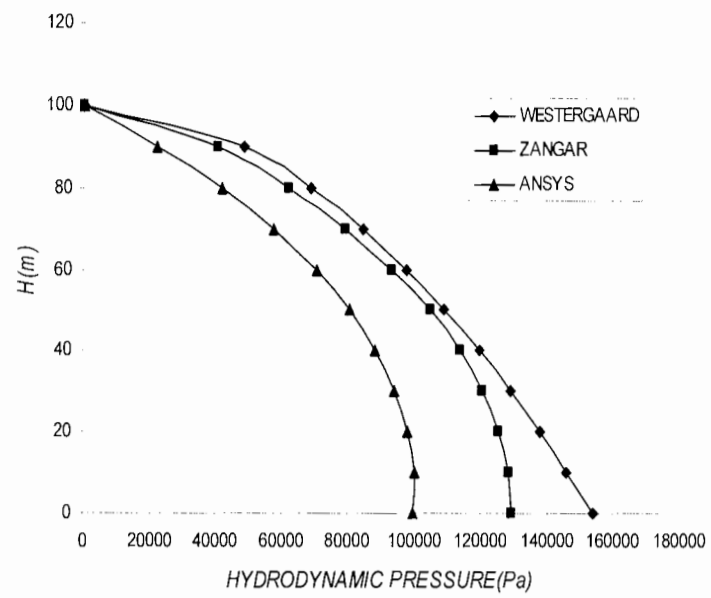
$$(L = 150 \text{ m}, H = 80 \text{ m})$$



شکل ۱۲-۱۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

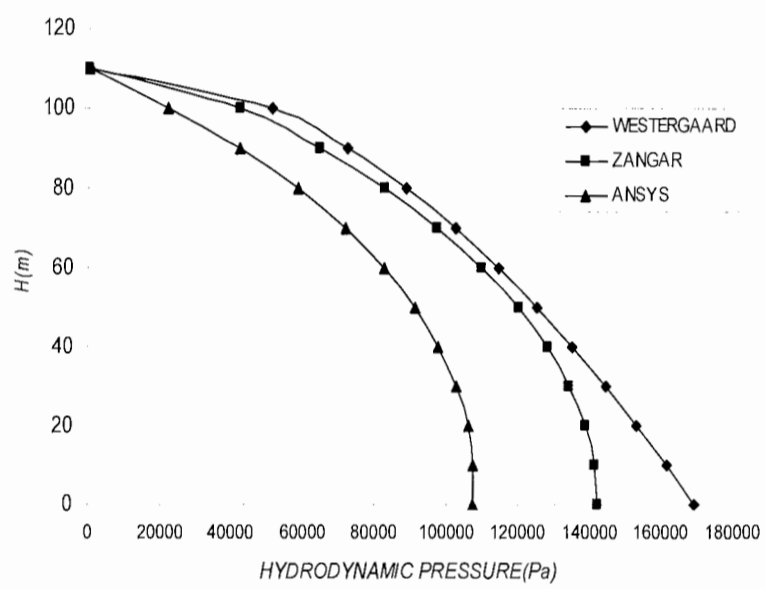
$$(L = 150 \text{ m}, H = 90 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۱۳- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

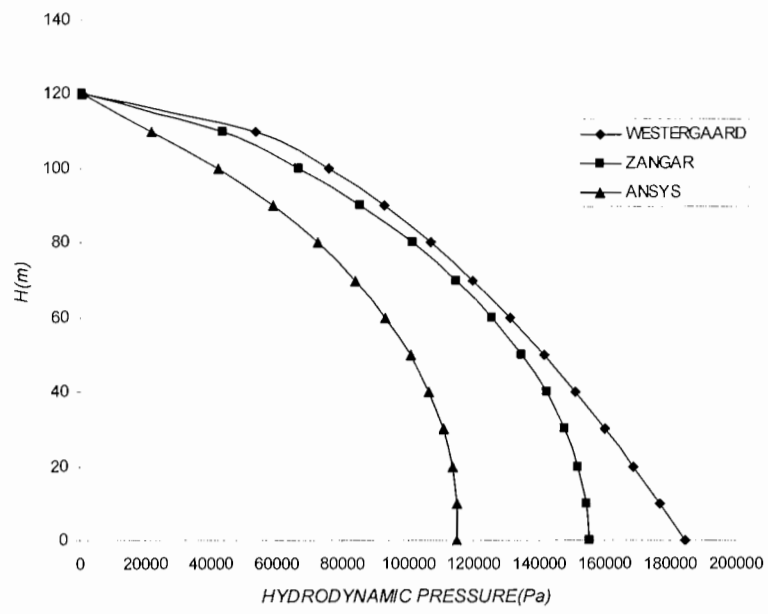
$$(L = 150 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۱۴- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

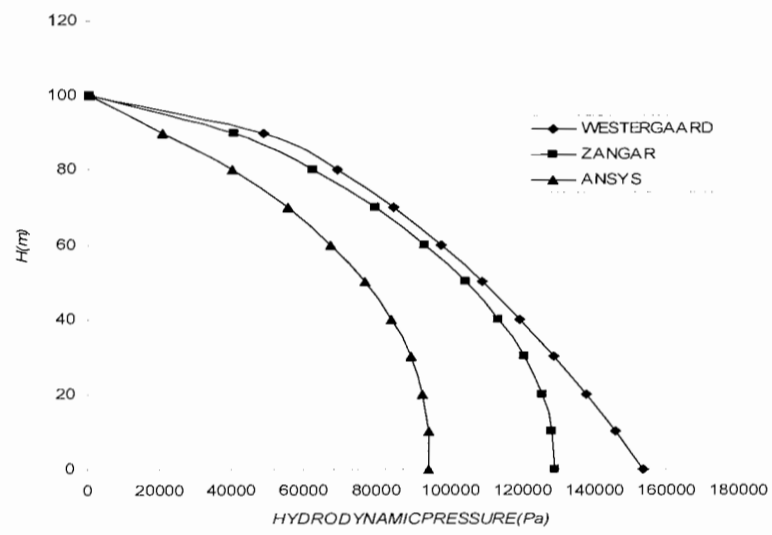
$$(L = 150 \text{ m}, H = 110 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۱۵- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

$$(L = 150 \text{ m}, H = 120 \text{ m})$$

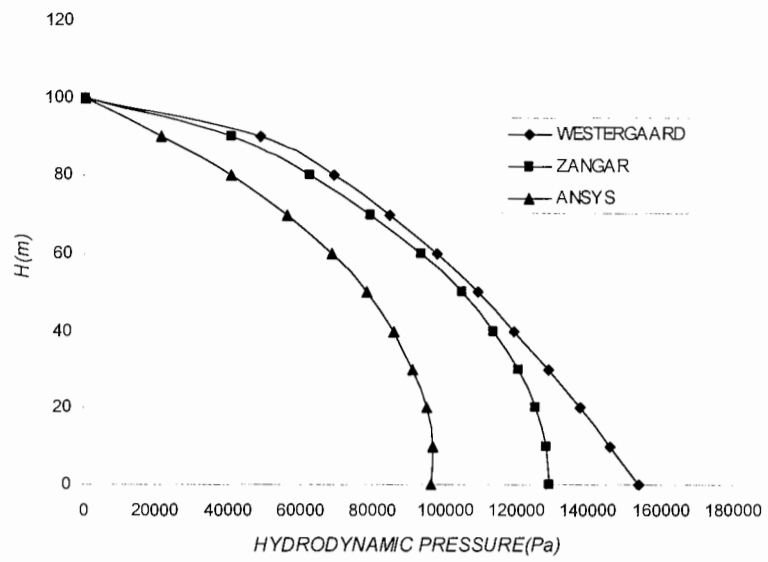


شکل ۱۰-۱۶- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

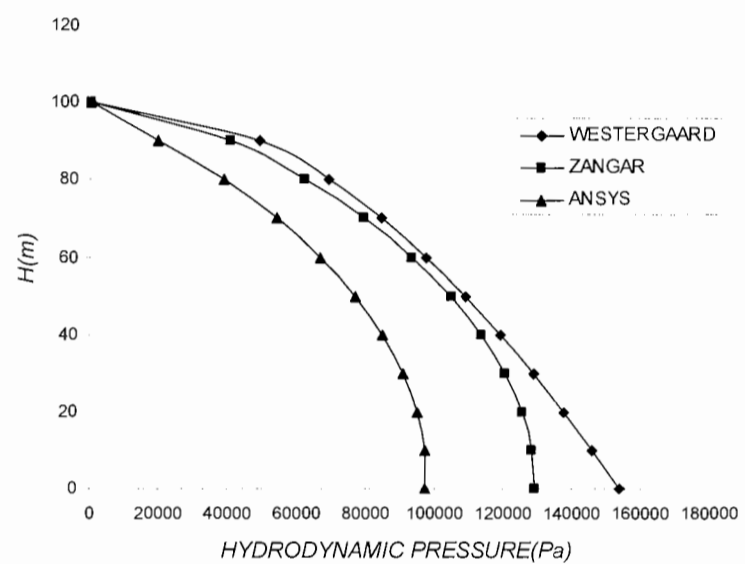
$$(L = 120 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$





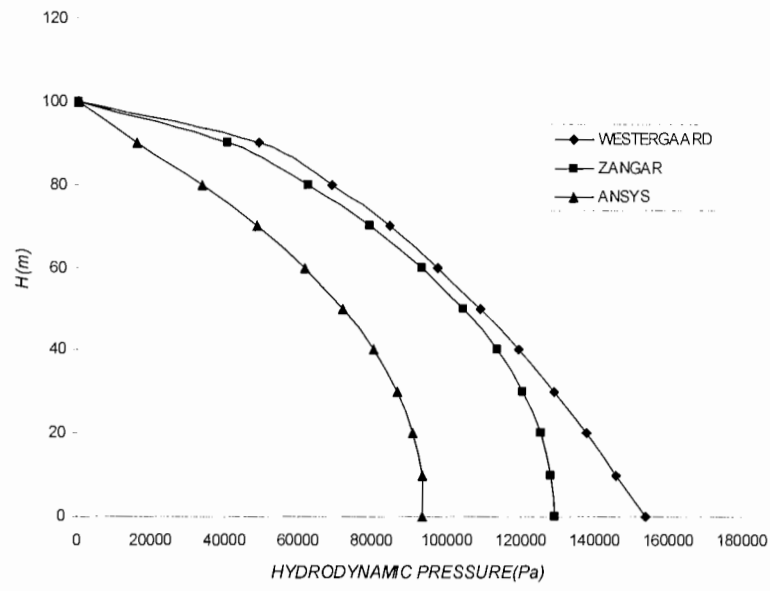
شکل ۱۰-۱۷- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی

$$(L = 130 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۱۸- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در تکیه گاه سد قوسی

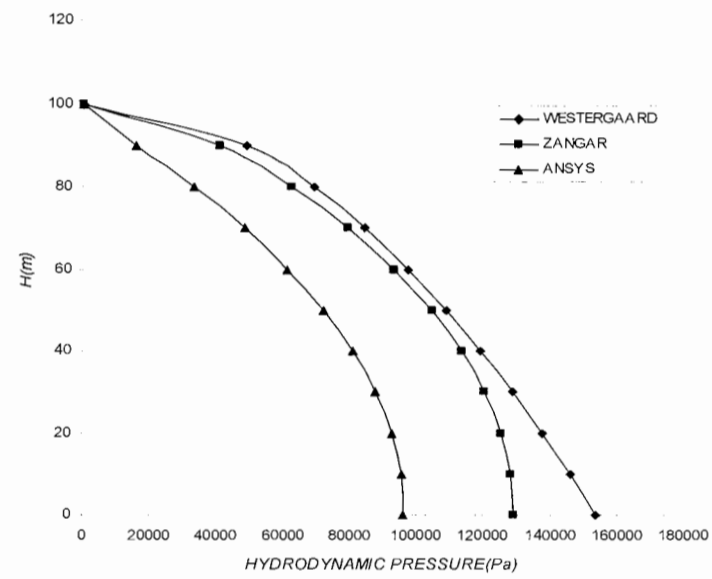
$$(L = 170 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۱۹- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

$$(L = 180 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$



شکل ۱۰-۲۰- مقایسه بین نتایج فشار هیدرودینامیک در مدل اجزای محدود و روابط زنگار و وسترگارد در

تکیه گاه سد قوسی

$$(L = 220 \text{ m}, H = 100 \text{ m})$$

از نمودارهای ارائه شده در صفحات گذشته ، به نتایج خوبی می توان رسید . از آنجمله می توان گفت که در نمودارهای ۱۰ - ۱ تا ۱۰ - ۵ که در آنها طول دهانه سد ثابت است و ارتفاع تغییر می کند ، مشاهده می شود که با دهانه ثابت ، هر چه ارتفاع سد بیشتر می شود ، فشار هیدرودینامیک در هر سه روش زنگار و وسترگارد و اجزای محدود ، افزایش پیدا می کند .

همچنین از نمودارهای ۱۰ - ۶ تا ۱۰ - ۱۰ که در آنها فشار هیدرودینامیک در محور تقارن قائم سد قوسی برای ارتفاع ثابت و طول دهانه متفاوت ارائه شده است ، این نتیجه حاصل می شود که در روشهای تحلیلی وسترگارد و تجربی زنگار ، با توجه به اینکه تنها عامل متغیر در روابط مربوطه ، ارتفاع آب مخزن پشت سد می باشد ، فشار هیدرودینامیک با افزایش طول دهانه سد ، با توجه به ثابت بودن ارتفاع ، تغییری نمی کند . اما در روش اجزای محدود به علت اینکه علاوه بر ارتفاع ، عوامل دیگری مانند اندرکنش سد و مخزن و تراکم پذیری آب نیز در تعیین فشار هیدرودینامیک ناشی از زلزله دخالت دارند ، مقدار فشار هیدرودینامیک در سدهای قوسی با ارتفاع ثابت و طول دهانه متفاوت ، با هم فرق می کند . اما بر خلاف نتیجه ای که در مورد نمونه های با دهانه ثابت و ارتفاع متغیر گرفته شد ، در اینجا نمی توان گفت که با افزایش طول دهانه سد ، فشار هیدرودینامیک نیز بیشتر می شود و رابطه خاصی بین فشار هیدرودینامیک و طول دهانه سد ، برقرار نیست .

از موارد دیگری که از نمودارهای ارائه شده قابل استنباط است ، اینست که اگر مقایسه ای بین نتایج بدست آمده از روش اجزای محدود در نمونه ای با ارتفاع و طول دهانه معین صورت گیرد ( به عنوان مثال نمودارهای ۱۰ - ۱ و ۱۰ - ۱۱ ) ، مشاهده می شود که در یک تراز ارتفاعی ثابت ، هر چه از قسمت مرکزی سد ، به سمت تکیه گاه سد پیش می رویم ، فشار هیدرودینامیک افزایش پیدا می کند و در محل تماس سد با فونداسیون ، بیشترین فشار هیدرودینامیک حاصل می شود . اما در روشهای تحلیلی و تجربی به دلیل اینکه تنها عامل موثر در تعیین فشار هیدرودینامیک ، ارتفاع آب مخزن می باشد ، مقدار فشار هیدرودینامیک در کلیه نقاط واقع در یک ارتفاع از تراز پایه سد ، یکسان می باشد .

نتیجه قابل توجه دیگری که از تمام نمودارهای ارائه شده می توان گرفت ، اینست که هر چه از سطح مخزن به سمت بستر مخزن پیش می رویم ، اختلاف بین مقدار فشار هیدرودینامیک در روشهای زنگار و وسترگارد بیشتر می شود و این اختلاف در پایین ترین نقطه سد به بیشترین مقدار خود می رسد .

با بررسی نتایج فشار هیدرودینامیک در نمودارها مشاهده می شود که در اعماق کمتر ( نزدیکتر به سطح آب مخزن ) شیب نمودارهای حاصل شده از روشهای تحلیلی و تجربی و روش اجزای محدود تقریباً یکسان است . اما در اعماق بیشتر ( نزدیکتر به کف مخزن ) ، به ترتیب شیب نمودار مربوط به روش اجزای محدود بیشتر از روش زنگار و روش زنگار نیز بیشتر از روش وسترگارد می باشد . این نتایج نشان می دهد که تاثیر ارتفاع بر پاسخ فشارهیدرودینامیک ناشی از زلزله در سدهای بتنی قوسی در روش اجزای محدود بیشتر از روش زنگار و زنگار نیز بیشتر از وسترگارد می باشد . به عبارت بهتر ، در اعماق پایین تر ، به ازای هر واحد تغییر در ارتفاع ، تغییر مقدار فشار هیدرودینامیک در روش اجزای محدود بیشتر از سایر روشهاست . البته با یک نگاه دقیقتر به نمودارها می بینیم که فرم نمودارهای مربوط به روشهای تجربی زنگار و اجزای محدود تا حدود زیادی مشابه هم می باشد .

## نتیجه گیری و پیشنهادات

با توجه به موارد مطرح شده در این تحقیق و بر اساس نتایج آنالیز دینامیکی با استفاده از روش اجزای محدود و نمودارهای ترسیم شده در فصل قبل، نتایج زیر حاصل می شود:

۱- روند کلی تغییر فشار هیدرودینامیک در روشهای تحلیلی و تجربی مشابه با روش اجزای محدود می باشد و هر چه از تاج سد به سمت پایه سد حرکت می کنیم، مقادیر این فشار افزایش می یابد.

۲- وسترگارد به منظور ساده سازی در حل معادلات ریاضی از توزیع سهمی درجه دو برای فشار هیدرودینامیک استفاده نمود، در حالیکه در حالت واقعی (آنالیز اجزای محدود) توزیع فشار هیدرودینامیک از فرمول خاصی تبعیت نمی کند و در اعماق بیشتر شکل توزیع فشار از حالت سهمی درجه دو منحرف می شود و نهایتاً ملاحظه می شود که فرمول وسترگارد منجر به حصول نتایج محافظه کارانه تری نسبت به حالت واقعی می شود.

۳- نتایج فشار هیدرودینامیک حاصل از رابطه تحلیلی وسترگارد، محافظه کارانه تر از رابطه تجربی زنگار می باشد و با توجه به زمان پیدایش روشهای تحلیلی و تجربی، این امر نشان دهنده سیر تکاملی تلاش دانشمندان در رسیدن به جوابهای حالت واقعی می باشد.

۴- همانطور که از نمودارهای ترسیم شده مربوط به فشار هیدرودینامیک مشاهده می شود، میزان انحراف نتایج حاصل از روشهای تحلیلی و تجربی نسبت به حالت واقعی قابل توجه می باشد و بنابراین، در حال حاضر، استفاده از روشهای قدیمی در تعیین فشار هیدرودینامیک صحیح نمی باشد.

۵- با توجه به نتایج بدست آمده از *ANSYS*، و کاهش قابل توجه فشار هیدرودینامیک نسبت به روشهای قدیمی، مشاهده می شود که عواملی مانند اندرکنش سد و مخزن، نقش رسوبات کف مخزن و کناره ها در جذب امواج هیدرودینامیک و تراکم پذیری آب مخزن، که در روشهای

قدیمی نادیده گرفته می شدند ، نقش بسزایی در تعیین فشار هیدرودینامیک وارد بر سدهای قوسی داشته و باید در محاسبات ، مد نظر قرار گیرند .

موارد زیر برای ادامه تحقیقات در مورد بررسی روشهای تعیین فشار هیدرودینامیک ناشی از نیروی زلزله در سدهای بتنی قوسی پیشنهاد می گردد :

۱- در این پایان نامه ، تحقیق بر روی نمونه هایی از سد بتنی قوسی انجام شده است . می توان بررسی های انجام شده را بر روی سایر سدها مانند سدهای بتنی وزنی و سدهای خاکی انجام داد و نتایج حاصل را مورد ارزیابی قرار داد .

۲- در مدلسازی به روش اجزای محدود ، پی سد نیز مدل شده است . بنابراین ، پیشنهاد می شود تا نتایج ارائه شده در این تحقیق ، با فرض صلب بودن فونداسیون مورد ارزیابی قرار گیرد.

۳- نتایج بدست آمده در این تحقیق ، برای نسبت ثابت طول مخزن به ارتفاع سد صادق است . می توان ، از طریق تغییر نسبت مذکور بر روی نمونه های مختلف ، نتایج را بررسی کرد .

۴- ضریب انعکاس امواج فشار هیدرودینامیک ( $\alpha$ ) در کناره ها و کف مخزن برای تمام نمونه ها مقدار ثابت  $0/8$  در نظر گرفته شده است . صحت اعتبار روشهای قدیمی را می توان با مقادیر مختلف ( $\alpha$ ) مورد بررسی قرار داد .

۵- در این پایان نامه از رکورد زلزله تفت در تحلیل دینامیکی سد بتنی قوسی استفاده شده است . بنابراین ، می توان با استفاده از رکورد سایر زلزله های موجود ، نتیجه را بررسی کرد .

## فهرست منابع و مآخذ :

۱- لطفی، و ، ۱۳۷۴، "پاسخ سد به تحریک زلزله در محدوده زمان شامل اندرکنش سد و آب تراکم پذیر" ، مجموعه مقالات دومین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، جلد دوم ، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، تهران

۲- فرنو، م ، ۱۳۷۸ ، "روشهای محاسبه نیروهای هیدرودینامیکی وارد بر سدهای بتنی در هنگام وقوع زلزله" ، پایان نامه کارشناسی ارشد ، دانشگاه صنعتی امیرکبیر ، تهران

۳- احمدی، م.ت ، قره باغی، ب ، ۱۳۷۲ ، "تحلیل اندرکنش دینامیکی سد و مخزن به روش اویلر-لاگرانژ" ، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، تهران

۴- جواهرکلام، ن ، ۱۳۷۹ ، "تعیین نیروهای هیدرودینامیک ناشی از زلزله وارد بر سازه های هیدرولیکی" ، چاپ اول ، وزارت نیرو - کمیته ملی سدهای بزرگ ایران ، تهران

۵- جاهد مطلق، ح.ر و نوبان، م.ر و اشراقی، م.ا ، ۱۳۸۲ ، "اجزاء محدود ANSYS" ، چاپ اول ، دانشگاه تهران ، تهران

۶- ایزدی پناه، م ، ۱۳۷۹ ، "تحلیل غیرخطی دینامیکی سد بتنی قوسی با در نظرگرفتن شکست کششی - برشی درزها" ، پایان نامه دکتری ، دانشگاه تربیت مدرس ، تهران

7 - " Ansys user 's manual" , 2001 , revision 6.1

- 8 - Haussman, B., 1983 ,”*Dam earthquake analysis considerations*”, ICOLD , Bulletin 46 , Paris-France
- 9 - Westergaard, H.M., 1933 ,”Water pressures on dams during earthquakes”, *Transactions* , ASCE ,Vol.98 , PP. 418-433
- 10 - Chopra, A.K., 1967 ,”Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes”, *Journal of the engineering mechanics division* , ASCE ,Vol.93 , PP. 205-223
- 11 – Hatano, T., 1965 , “*An examination of the resonance of hydrodynamic pressure during earthquakes due to compressibility of water*” , Technical report C-65001 , central research institute of electric power industry , Tokyo , Japan
- 12 - Zangar, C.N. and Haefeli, R.J., 1952 ,”Electric analog indicates effect of horizontal earthquake shocks on dams”, *Journal of the engineering mechanics division* , Vol.22 , No 4
- 13 – Chopra, A.K., 1968 , “Earthquake behavior of reservoir – dam systems”, *Journal of the engineering mechanics division* , Proceedings of the American Society of Civil Engineers , Vol.94
- 14 - “*Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*”, Chapter 11 , 1999 , Arch Dams , Federal Energy Regulatory Commission Division of Dam Safety and Inspections , Washington , PP.174
- 15 - Dowling, M.J., 1988 ,”*Nonlinear seismic analysis of arch dams*”, Phd Thesis , California Institute of Technology , Pasadena , California
- 16 – Sharan, S.K., 1985 , “Finite element modeling of infinite reservoirs” , *Journal of Engineering Mechanics* , Vol.111
- 17 – Fok, K.L. and Chopra, A.K., 1987 ,”Water compressibility in earthquake response of arch dams”, *Journal of Structural Engineering* , ACSE , Vol.113 , pp.958-975
- 18 - Ryzewski, J.R., 1964 ,”*Theory of arch dams*”, Oxford , London , PP.766



19 - "Design criteria for concrete arch and gravity dams", 1974 , Bureau of Reclamation , U.S. department of the interior , Denver , Colorado

20 – Yong, S.T. and Philip, L.F., 2000 , "Hydrodynamic pressure acting on rigid gravity dams during earthquakes" , *Journal of hydraulic research* , Vol.40 , No.2

21 – Kotsubo, S., 1960 ,"Dynamic water pressure on dam due to irregular earthquakes", Memoirs Faculty of Engineering , Kyushu University , Vol.18 , Fukuoka , Japan

22 - Zienkiewicz, O., 1964 ,"Hydrodynamic pressure due to earthquakes", *Water Power*, Vol.6 , PP. 382 - 388

23 - Jansen, R. B., 1988 ,"Advanced dam engineering for design , construction and rehabilitation" , Van Nostrand Reinhold , New York

24 – Yang, R. , Tsai, C.S. and Lee, G.C., 1993 ,"Explicit time – domain transmitting boundary for dam – reservoir interaction analysis", *International Journal for Numerical Methods in Engineering* , Vol.36 , pp.1789-1804

## Abstract

Dynamic analysis of arch concrete dams against earthquake force, due to existence of reservoir, is more complicated than normal structures, such as buildings. This complication, is almost due to the difference in behavior of existing water in the reservoir and formative material of body of dam and its foundation. Change of water pressure during earthquake and its hydrodynamic effects on the dam and foundation, are the important parameters in dynamic evaluation of arch dam, that should be specially considered.

In the past, different methods have existed for determination of hydrodynamic pressure, that divides in to analytical and empirical methods. Both of these methods, had simplifying assumptions and restrictions, that many of them were due to lack of exact recognition of dynamic essence of the problem and lack of consideration to behavioral specifications of two different adjacent areas and their interaction. Also, laboratory researches and local studies show uncompatibility of mentioned assumptions with those, exist in the dam site.

With the development of science and technology and the use of computers in calculations, new methods, such as numerical methods have replaced the old methods, which the most famous of them is the finite element method. Therefore, it is necessary that with the use of new methods, which previous restrictions have been removed from them, the workability of old methods of calculation of water pressure during earthquake in arch dams, should be evaluated.

In this research, for time – history dynamic analysis of concrete arch dams with different geometric specifications, a finite element program named ANSYS 6.1 have been used and the results of it, have been compared with the analytical and empirical methods. In the end, these result has been gained that, the general form of change of hydrodynamic pressure in the old methods, are compatible with the finite element method. but, generally, the results of the old methods are more conservative than the results of finite element method in determination of hydrodynamic pressure.