

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



دانشکده عمران و معماری

بررسی اثر میرایی امواج آکوستیک در مرزها بر تحلیل دینامیکی سد قوسی

دانشجو : مصطفی فیروزآبادی

اساتید راهنما :

دکتر رامین امینی

دکتر احمد احمدی

استاد مشاور :

دکتر علی کیهانی

پایان نامه جهت اخذ درجه کارشناسی ارشد

اسفند ۱۳۸۷



دانشکده عمران و معماری

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مصطفی فیروزآبادی

تحت عنوان:

بررسی اثر میرایی امواج آکوستیک در مرزها بر تحلیل دینامیکی سد قوسی

در تاریخ ۱۳۸۷/۱۱/۱۴ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد مورد ارزیابی و

با درجه خوب مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	استاد مشاور	امضاء	اساتید راهنما
	دکتر علی کیهانی		دکتر رامین امینی
			دکتر احمد احمدی

امضاء	نماینده تحصیلات تکمیلی	امضاء	اساتید داور
	مهندس عباس محمدی		دکتر بهروز حسنی
			دکتر رضا نادری

تقدیم به:

پدر عزیز،

مادر مهربان

و همسر صبوره

تشکر و قدردانی

سپاس بی حد پروردگار بی همتا را که توفیق به پایان رساندن پایان نامه حاضر را به این بنده کوچکتر خود اعطا نمود و این میسر نبود مگر با زحمات بی دریغ استاد راهنمای گرامی جناب آقای دکتر رامین امینی که همواره با وجود مشکلات فراوان در انجام این تحقیق یاری گر اینجانب بودند. لذا بر خود واجب می دانم در این مقال تشکر قلبی خود را از ایشان ابراز دارم.

در ادامه از راهنمایی های مکرر و به جای جناب آقای دکتر احمد احمدی بعنوان استاد راهنمای دوم خود نیز که با پیگیری های منظم خویش مسیر انجام تحقیق را هموار می نمودند، سپاسگزاری می نمایم. همچنین لازم است تا از کمک های جناب آقای دکتر علی کیهانی در امر مشاوره این تحقیق نیز قدردانی نمایم.

باشد تا با تلاش در مسیر عمران و آبادانی ایران عزیز سپاسگزاری واقعی خود را از این عزیزان به

اثبات برسانم.

چکیده

به جهت اهمیت بالای سازه سد، به لحاظ کاربرد، هزینه و خطرات ناشی از تخریب آن نیاز است تا بمنظور طراحی بهینه و با ضریب اطمینان کافی، تمامی عوامل موثر در تحلیل و مقدار فشار هیدرودینامیک وارده به آن مورد بررسی قرار گیرد.

امروزه تحلیل دینامیکی سدهای قوسی مرتبا در حال پیشرفت می‌باشد. مدل‌های عددی ساخته شده برای سدهای قوسی نیز با پیشرفت کامپیوترها و روش‌های تحلیل در حال بهبود می‌باشد. جذب امواج حاصله بر اثر وقوع زلزله در مرزهای دریاچه سد، یکی از عواملی است که بر تحلیل دینامیکی سدهای قوسی تاثیرگذار می‌باشد. امواج مذکور توسط ایجاد تغییرات مکانی و فشاری در هر نقطه از محیط مخزن پشت سد، با سرعت صوت در آن منتشر شده و در نهایت به مرزها می‌رسد. قسمتی از این موج در برخورد با مرزها، توسط آن جذب و بخشی از آن نیز به درون آب برگشت داده می‌شود. هدف این تحقیق، مطالعه تاثیر جذب امواج آکوستیک در مرزها بر نتایج تحلیل دینامیکی سد قوسی می‌باشد. بدین منظور سدهای دوقوسی با اندازه‌های مختلف و در شرایط متفاوت با و بدون درز انقطاع و همچنین در حالات با و بدون در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته است.

در همه موارد مشاهده شد که جذب امواج در مرزها، نیروی زلزله اعمالی به سد را کاهش می‌دهد.

کلمات کلیدی: سد قوسی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، امواج آکوستیک، جذب امواج

فهرست مطالب

صفحه	عنوان
	فصل اول : مقدمه
۲.....	۱-۱- خلاصه
۴.....	۲-۱- موضوع تحقیق
۵.....	۳-۱- فصل های پایان نامه
۷.....	فصل دوم : مروری بر کارهای انجام شده
	فصل سوم : محاسبه فشار هیدرودینامیک مخزن بر سد تحت اثر زمین لرزه
۱۴.....	۱-۳- مقدمه
۱۹.....	۲-۳- مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه اندرکنش سد و مخزن
۲۷.....	۳-۳- استخراج فرمولاسیون FE برای مدل سازی قلمرو سد
۳۳.....	۴-۳- استخراج فرمولاسیون FE برای مدل سازی قلمرو مخزن
۳۳.....	۳-۴-۱- مدل تحلیلی (ریاضی) محیط مخزن
۳۳.....	۳-۴-۲- شرایط مرزی محیط سیال
۳۴.....	۳-۴-۱-۲- شرط مرزی برای بالادست مخزن
۳۶.....	۳-۴-۲-۲- شرط مرزی برای کف مخزن

۳-۴-۲-۳- شرط مرزی برای سطح آزاد مخزن ۳۹

۳-۴-۲-۴- شرط مرزی بین سد و مخزن ۴۱

۳-۴-۳- استخراج مدل FE محیط مخزن ۴۱

۳-۵- مدل عددی فونداسیون ۴۴

۳-۶- معادلات اندرکنش حاکم بر سد و مخزن ۴۷

فصل چهارم : بررسی اثرات غیر خطی تحلیل سازه

۴-۱- مقدمه ۴۹

۴-۲- مدل نمودن رفتار غیرخطی مواد ۵۰

۴-۲-۱- پلاستیسیته ۵۱

۴-۲-۲- گزینه های پلاستیک مواد ۵۲

۴-۳- طبقه بندی عمومی مسائل تماسی ۵۶

۴-۳-۱- قابلیت های تماسی برنامه انسیس ۵۷

۴-۳-۲- المانهای تماسی سطح به سطح ۵۹

۴-۳-۲-۱- حل گام به گام مساله تماسی ۵۹

فصل پنجم : بررسی اثر میرایی امواج در مرزها

۵-۱- مقدمه ۷۲

- ۷۳-۲-۵- بررسی میرایی مرزهای مخزن
- ۷۷-۳-۵- اندازه‌گیری‌ها
- ۸۱-۴-۵- بحث نظری اثر اندرکنش سد و مصالح کف مخزن
- ۸۳-۵-۵- اصول بنیادی سیال آکوستیک
- ۸۴-۱-۵-۵- معادلات حاکم
- ۸۶-۲-۵-۵- گسسته سازی معادله موج بدون اتلاف انرژی
- ۸۸-۳-۵-۵- استخراج ماتریس‌های سیال آکوستیک
- ۹۰-۴-۵-۵- جذب امواج فشار آکوستیک
- ۹۰-۱-۴-۵-۵- اتلاف انرژی ناشی از میرایی در مرزها
- ۹۲-۲-۴-۵-۵- درگیر نمودن معادلات سازه و سیال آکوستیک

فصل ششم : مدل سازی مساله و تخصیص المانها

- ۹۵-۱-۶- مقدمه
- ۹۶-۲-۶- ساخت مدل و استفاده از المانهای مربوط
- ۹۶-۱-۲-۶- هندسه مدل سد بتنی دو قوسی
- ۹۹-۲-۲-۶- المان مورد استفاده در محیط سد
- ۱۰۳-۳-۲-۶- مدل فونداسیون

۱۰۴..... ۴-۲-۶- المان مورد استفاده در محیط فونداسیون

۱۰۶..... ۵-۲-۶- مدل مخزن

۱۰۶..... ۶-۲-۶- المان مورد استفاده در محیط مخزن

۱۱۱..... ۳-۶- شرایط مرزی اعمال شده

فصل هفتم : بارگذاری و تحلیل

۱۱۳..... ۱-۷- بارگذاری و تحلیل

۱۴۳..... ۲-۷- جمع بندی

۱۴۶..... ۳-۷- نتیجه گیری و پیشنهادات

۱۴۸..... فهرست منابع و مراجع

چکیده انگلیسی

فهرست جداول

صفحه	عنوان
۵۴.....	جدول ۱-۴- خلاصه گزینه‌های مربوط به رفتار پلاستیسیته مواد و معیار تسلیم آنها.....
۵۸.....	جدول ۲-۴- خلاصه قابلیت‌های المان‌های تماسی برنامه انسیس
۶۲.....	جدول ۳-۴- ثوابت حقیقی المان‌های درز در برنامه انسیس
۱۱۴.....	جدول ۱-۷- بررسی نتایج پاسخ سد به فشار هیدرواستاتیک آب در دو حالت با و بدون درز انقطاع
۱۱۶.....	جدول ۲-۷- بررسی نتایج پاسخ سد با درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراگر-پراگر
۱۱۷.....	جدول ۳-۷- بررسی نتایج پاسخ سد بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراگر-پراگر
۱۱۸.....	جدول ۴-۷- بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب.....
۱۲۰.....	جدول ۵-۷- مقادیر تنش کششی سطح پایین دست سد با و بدون درز انقطاع در سه بارگذاری (۱۲، ۱۵ و ۳۲)
۱۲۲.....	جدول ۶-۷- نتایج تحلیل مودال
۱۲۵.....	جدول ۷-۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها
۱۲۶.....	جدول ۸-۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۵، ۰) برای دیواره ها

جدول ۷-۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۲۷

جدول ۷-۱۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۲۸

جدول ۷-۱۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها..... ۱۲۹

جدول ۷-۱۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۰

جدول ۷-۱۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۳۱

جدول ۷-۱۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۳۲

جدول ۷-۱۵- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۳

جدول ۷-۱۶- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۳۴

جدول ۷-۱۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۳۵

جدول ۷-۱۸- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۶

جدول ۷-۱۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۳۷

جدول ۷-۲۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها ۱۳۸

جدول ۷-۲۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها..... ۱۳۹

جدول ۷-۲۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۴۰

جدول ۷-۲۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها ۱۴۱

جدول ۷-۲۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۴۲

فهرست اشکال

صفحه	عنوان
۱۵.....	شکل ۱-۳ - سد بتنی قوسی با مخزن و شرایط مرزی
۱۹.....	شکل ۲-۳ مدل فرضی وسترگارد
۳۷.....	شکل ۳-۳ پدیده انکسار امواج یک بعدی در مرز مشترک مخزن و فونداسیون
۵۱.....	شکل ۱-۴ نمودار تنش - کرنش معمول مواد
۵۲.....	شکل ۲-۴ قوانین سخت شوندگی ایزوتروپی و کینماتیکی
۵۵.....	شکل ۳-۴ رویه های مرسوم گسیختگی بتن
۸۱.....	شکل ۱-۵ ترکیبات مخزن ذوزنقه‌ای برای مشخص کردن ضریب بازگشت یا جذب
۹۸.....	شکل ۱-۶ مقطع قائم و نماهای جلو و بالای سد دوقوسی
۱۰۰.....	شکل ۲-۶ شکل کلی و هندسه المان <i>SOLID65</i>
۱۰۳.....	شکل ۳-۶ نمایی از مش بندی بدنه سد
۱۰۵.....	شکل ۴-۶ شکل کلی و هندسه المان <i>SOLID45</i>
۱۰۵.....	شکل ۵-۶ نمایی از مش بندی فونداسیون
۱۰۷.....	شکل ۶-۶ شکل کلی و هندسه المان <i>FLUID30</i>
۱۰۸.....	شکل ۷-۶ نمایی از مش بندی محیط مخزن

- شکل ۶-۸- نمائی از مش بندی کل مدل سد ومخزن و تکیه گاه ۱۰۹
- شکل ۶-۹- شکل کلی و هندسه المانهای *TARGE170* و *CONTA173* ۱۱۰
- شکل ۷-۱- (الف و ب) بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرواستاتیک آب ۱۱۴
- شکل ۷-۱- (ج) بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرو- استاتیک آب ۱۱۵
- شکل ۷-۲- بررسی نتایج پاسخ سد با درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراگر-پراگر ۱۱۶
- شکل ۷-۳- بررسی نتایج پاسخ سد بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراگر-پراگر ۱۱۷
- شکل ۷-۴- بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب ۱۱۸
- شکل ۷-۵- (الف) کانتور تنش کششی سطح پایین دست سد بدون درز انقطاع در سه بارگذاری (۱۲ ، ۱۵ و ۳۲) ۱۱۹
- شکل ۷-۵- (ب) کانتور تنش کششی سطح پایین دست سد با درز انقطاع در سه بارگذاری (۱۲ ، ۱۵ و ۳۲) ۱۱۹
- شکل ۷-۶- نتایج تحلیل هارمونیک ۱۲۲
- شکل ۷-۷- نتایج تحلیل ترانزینت برای دوره تناوب ارتعاش کمتر از دوره تناوب سازه ۱۲۳
- شکل ۷-۸- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات *MU* کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۲۵

شکل ۷-۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۲۶

شکل ۷-۱۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۲۷

شکل ۷-۱۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۲۸

شکل ۷-۱۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۲۹

شکل ۷-۱۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۰

شکل ۷-۱۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۳۱

شکل ۷-۱۵- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۳۲

شکل ۷-۱۶- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۳

شکل ۷-۱۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۳۴

شکل ۷-۱۸- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۳۵

شکل ۷-۱۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات
 MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۶

شکل ۷-۲۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۳۷

شکل ۷-۲۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۳۸

شکل ۷-۲۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۳۹

شکل ۷-۲۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها ۱۴۰

شکل ۷-۲۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰،۵) برای دیواره ها ۱۴۱

شکل ۷-۲۵- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها ۱۴۲

فصل اول

مقدمه

۱-۱- خلاصه

آب یکی از مهمترین مواد حیاتی است که بشر از ابتدای خلقت با روش‌های گوناگون سعی در حفظ آن داشته‌است. سد یکی از ابزارهایی است که انسان برای جمع‌آوری این ماده حیاتی در اختیار دارد که البته امروزه کاربردهای فراوان دیگری نیز از آن متصور است، لذا بدلیل اهمیت بسیار بالای آن چه از نظر کاربرد و چه از حیث مسائل سازه‌ای آن و همچنین وجود هزینه بسیار در ساخت و اجرای آن، نیاز است تا جهت فاز صفر و مطالعات اولیه و طراحی آن زمان زیادی صرف و پارامترهای مختلفی بررسی شوند.

در قدیم جهت تحلیل و طراحی سدهای قوسی در مقابل زلزله، از روش‌های ساده تجربی و روش‌های تحلیلی با استفاده از ضرایب زلزله انجام می‌شد. خرابی چندی از آنها در اثر زلزله نشان داد که سدهای بتنی قوسی طراحی شده با روش‌های قدیمی می‌توانند در حین وقوع زلزله آسیب پذیر باشند. این خرابی، ناشی از عدم توجه به ویژگیهای رفتار دینامیکی سیستم سد، آب و فونداسیون و حرکت زمین در روش‌های قدیمی بوده است [۱].

سپس روش‌های تحول یافته که امروزه به کمک آنها می‌توان ماهیت دینامیکی مسائل را شناسایی کرد، ابداع شدند. در این راستا همگام با پیشرفت تکنولوژی، روزبه‌روز روش‌های جدیدتری شناسایی شدند.

از مهمترین روش‌های حل که امروزه کاربرد زیادی پیدا کرده‌اند، روش‌های عددی می‌باشند که مبتنی بر سرعت کامپیوترها در انجام محاسبات تکراری با الگوریتم مشخص ولی در حجم بسیار بالا هستند. از جمله این روش‌های عددی استفاده از روش اجزای محدود می‌باشد که می‌توان در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی نیز از آن استفاده نمود.

اما روش فوق نیز برای انجام تحلیل مناسب و ارائه پاسخ‌های صحیح نیاز به شرایطی دارد که می‌بایست آنها را هرچند که با ساده سازی‌هایی همراه است، در طی مدل پیشنهادی رعایت شوند. مدل سازی هرچه بهتر و دقیقتر سازه مورد مطالعه، راه را برای دریافت پاسخ‌های صحیح‌تر هموار می‌کند.

استفاده از هندسه مناسب جهت مدل سد، دریاچه پشت آن و فونداسیون آن، به کاربردن المان‌های مناسب که قابلیت رفتار مناسب در شرایط مساله را داشته باشند، استفاده از مش‌بندی با اندازه مناسب، مدل کردن درزهای موجود در بدنه سد (درزهای انقطاع^۱ با کلیدهای برشی^۲، پیرامونی^۳

¹ Contraction Joint

² Shear Key

³ Peripheral Joint

و افقی^۱)، تعیین شرایط مرزی محل اتصال سد با فونداسیون، میزان حجم آب (ارتفاع آب پشت سد)، بارگذاری مناسب زلزله و سایر عوامل دخیل در پاسخ هیدرودینامیکی^۲ سد به ارتعاشات وارده می‌تواند در احراز پاسخ هر چه بهتر سازه و در نهایت تحلیل و طراحی آن تاثیرات بسزایی داشته باشد.

۱-۲- موضوع تحقیق

از جمله عواملی که می‌تواند بر فشارها و نیروهای وارده به سد تاثیرگذار بوده و می‌بایست در هنگام طراحی آن با توجه به جنس مصالح محیط اطراف (دیواره‌ها و کف زمین محل احداث سد) محاسبه و برآورد شود، میزان جذب امواج انرژی^۳ در آنها می‌باشد.

هنگامیکه موج‌های تولید شده (مثل امواج فشار هیدرودینامیک ناشی از وقوع زلزله) به کناره‌ها و کف دریاچه برخورد می‌نمایند، بنظر می‌رسد که مقداری از آن توسط محیط اطراف جذب و مقداری نیز به داخل محیط برگشت داده می‌شود که امکان دارد بتواند در پاسخ سد به نیروهای اعمالی زلزله موثر باشد. در این تحقیق سعی شده است تا با بررسی اقدامات گذشته در این مورد و روش‌های یافتن مقادیر مناسب آن، سازه سد را تحت شرایط مختلف میزان جذب انرژی محیط اطراف قرار داده و اثر کاهشی، بدون تغییرات، یا افزایشی آن را بر پاسخ هیدرودینامیک سد ارزیابی کرد.

¹ Construction Joint

² Hydrodynamic Response

³ Energy Wave Absorption

۱-۳ - فصل‌های پایان نامه

در فصول مختلف این پایان نامه مباحث زیر ارائه شده‌اند. مروری بر کارهای گذشته در تحلیل دینامیکی سدهای بتنی قوسی، از روش‌های تحلیلی تا عددی و به کار بردن مدل‌های کامل‌تر در طول زمان در فصل دوم ارائه شده است.

محاسبه فشار هیدرودینامیک مخزن بر سد بتنی (اعم از وزنی و قوسی) تحت اثر وقوع زمین لرزه و روابط آن به همراه فرضیات در نظر گرفته شده در فصل سوم بیان شده است. در این فصل همچنین تهیه فرمولاسیون برای روش‌های عددی مورد کاربرد برای همه محیط‌های درگیر در این مساله ذکر گردیده است.

فصل چهارم عوامل دخیل در غیرخطی شدن یک تحلیل را مورد بررسی قرار داده و در مورد دو عامل آن که عبارتند از تغییر وضعیت سازه و وارد شدن ماده به ناحیه پلاستیک، توضیحاتی ارائه شده است. در این بخش همچنین به تفصیل در مورد المان‌های درز انقطاع ارائه شده در برنامه مورد نظر این تحقیق (برنامه انسیس^۱) و گزینه‌های راهنما و مقادیر ثوابت حقیقی آنها صحبت شده است. فصل پنجم که در واقع بحث مورد تقاضای این تحقیق نیز می‌باشد، در مورد بررسی اثر میرایی امواج آکوستیک در مرزهای مخزن و روش‌های محاسبه، استخراج و مقادیر پیشنهاد شده آن می‌باشد.

¹ Ansys 11.0

توضیح: در سرتاسر این پایان نامه منظور از برنامه انسیس، ویرایش یازدهم آن می‌باشد.

در ادامه نیز اقدام به استخراج فرمولاسیون اجزاء محدود برای میرایی امواج آکوستیک در مرزها و بیان روابط اندرکنش سازه و سیال حین دخالت جذب امواج، گردیده است.

درفصل ششم مدل سد بتنی دو قوسی بهمراه درز انقطاع، فونداسیون و مخزن جهت انجام محاسبات و تحلیل‌ها ساخته شده و در مورد المان‌های بکار رفته آن توضیحاتی ارائه شده است.

فصل هفتم به بارگذاری و تحلیل مساله می‌پردازد و نتایج حاصل از تغییرات اعمالی در اطلاعات و مقادیر ورودی بصورت جداول، نمودارها و کانتورهای انعکاس پیدا کرده است. در انتها نیز نتیجه گیری از تحقیق انجام شده و پیشنهاداتی جهت موضوعات تحقیقاتی آینده ارائه گردیده است.

فصل دوم

مروری بر کارهای انجام شده

برای اولین بار محقق مشهوری به نام وسترگارد^۱ در اواخر دهه ۱۹۲۰ میلادی جهت طراحی یک سد از فشار هیدرودینامیک در محاسبات تحلیلی خود بهره گرفت. وی پس از سالها تحقیق در نهایت اقدام به انتشار مقاله‌ای تحت موضوع فشار آب بر سدها در هنگام وقوع زلزله نمود. وی در این مقاله برای اولین بار بطور تحلیلی، فشار هیدرودینامیک آب بر روی سدهای بتنی وزنی را تحت اثر حرکت هارمونیک افقی زمین محاسبه کرد. او فرضیات زیر را در این مطالعه در نظر گرفت: [۱۸]

§ سد صلب و بطور نامحدودی طویل است، و دیواره بالادست آن قائم می‌باشد.

§ کف مخزن افقی و صلب است و مخزن تا بی‌نهایت ادامه دارد.

§ از تاثیر امواج سطحی صرف‌نظر می‌شود.

§ سیستم تحت شتاب هارمونیک افقی زمین قرار دارد، و فرکانس بارگذاری کمتر از فرکانس

طبیعی مخزن است.

¹ Westergaard

§ سیال، محیطی همگن، ایزوتروپ، غیر چسبنده و غیر چرخشی با تراکم پذیری خطی در نظر گرفته می‌شود.

توسعه و تکمیل حل وسترگارد، برای اولین بار توسط هاناتو^۱ انجام شد. وی حل وسترگارد را برای کل محدوده فرکانسی توسعه داد و اثر امواج سطحی را نیز لحاظ کرد. پس از ایشان کاتسوبو^۲ نیز به بررسی مساله پرداخت و نشان داد که حل وسترگارد تنها برای ارتعاشاتی با فرکانس‌های کمتر از فرکانس طبیعی مخزن صادق است. [۱۴]

چوپرا^۳ با بررسی تاثیر تراکم پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن نشان داد که برای سیال تراکم ناپذیر حل وسترگارد، برای همه فرکانس‌های بارگذاری صادق است ولی در سدهای بلند تاثیر تراکم پذیری در فرکانس‌های بالا قابل توجه است. همچنین هرگاه فرکانس بارگذاری بیش از فرکانس مود اول مخزن باشد، پاسخ پایدار فشار هیدرودینامیک با دور شدن از سد به سمت بالادست مخزن مستهلک نشده و قابلیت انتشار پیدا می‌کند و این انتشار ناشی از خاصیت تراکم‌پذیری سیال می‌باشد. این پدیده نقش مهمی در مستهلک کردن انرژی در محیط مخزن ایفا می‌کند. [۱۵]

بعدها زینکوویچ^۴ روشی جدید را برای فرمولاسیون سیستم کوپله آب و سازه با روش المان

محدود اویلر - لاگرانژ^۱ پیشنهاد کرد. [۱۶]

¹ Hanato

² Kotsubo

³ Chopra

⁴ Zienkiewicz

در زمینه کار با المان‌های محدود، در کشور خود ما نیز توسط لطفی و احمدی بطور مجزا فعالیت‌های بسیاری در مدل‌سازی صحیح و تحلیل و بررسی عوامل موثر بر رفتار سدها با شرایط مختلف انجام شده است [۷ و ۸]. ایشان با لحاظ کردن شرایط غیرخطی در تحلیل‌های دینامیکی نتایج مهمی در رابطه با اعمال درزهای انقطاع در سدهای بتنی قوسی یافته‌اند.

ایزدی نیا ضمن تحقیق کامل از نحوه مدل‌سازی و رفتار درزهای انقطاع در سدها اقدام به توسعه یک مدل بنیادی واقع بینانه و مناسب برای درزهای ساختمانی سدهای بتنی قوسی و تدوین یک برنامه کامپیوتری کاربردی اجزا محدود (*PCF*) بر مبنای آن نمود. [۳]

رحیم زاده و امیدی با بررسی رفتار درزهای انقباض در پاسخ لرزه‌ای سدهای بتنی قوسی، با توجه به سد ماروپوینت^۲، المان *CONTA52* از برنامه انسیس را در سال ۲۰۰۱ با احتساب شرایط مرزی ویژه‌ای که بیانگر رفتار کلیدهای برشی باشد، برای مدل‌سازی درز انتخاب نمودند. ایشان دریافتند که وجود درزهای انقباض باعث کاهش حداکثر تنش‌های فشاری و کششی می‌شود. همچنین دریافتند که برای مطالعه رفتار درز - البته با توجه به ابعاد سد - نیازی به مدل‌سازی همه درزها نیست و وجود سه درز در وسط و طرفین کفایت می‌کند. ایشان همچنین برای به کار بردن مدل غیرخطی بتن در همین نرم افزار، المان *SOLID65* را مناسب تشخیص دادند. [۴]

¹ Euler-Lagrange

² Morropoint

سمیعی نیز با استفاده از المان‌های *CONTAI74* و *TARGE170* از مجموعه المان‌های انسیس

برای مدل کردن درزهای انقطاع، رفتار مناسبی را برای درز‌های موجود نتیجه‌گیری کرده است.

روش جرم افزوده و سترگارد آب محصور توسط سد و مرزهای آن را تراکم ناپذیر فرض نموده و

همچنین از جذب انرژی مرزهای محیط مخزن نیز صرف‌نظر نموده است. [۱۸] تحلیل بهبود یافته

اندرکنش آب و سد که این عوامل را نیز در برمی‌گیرد (فوک^۱ و چوپرا) نشان داده است که تراکم

پذیری آب و جاذب (میرا) بودن مرزهای مخزن (محل‌های ارتباط آب با دیوارها و کف مخزن) می‌تواند

تاثیر بسیار مهمی بر فشارهای هیدرودینامیک داشته باشد و متعاقب آن پاسخ و واکنش‌های سد

قوسی نیز دچار تغییرات مهمی در حین وقوع زلزله و اعمال نیروی آن می‌شود. [۲۶].

مطالعات پارامتریک فوک و چوپرا در مورد اندرکنش آب و سد نشان می‌دهد که واکنش سدهای

قوسی به نیروی زلزله، مخصوصاً در برابر حرکات عمودی زمین و در جهت امتداد قوس‌های سد^۲ به

مقدار ضریب جذب امواج مرزها حساس می‌باشند [۲۶]. اگر جنس مواد تشکیل دهنده مرزها نسبتاً

نرم باشد (یعنی دارای مقادیر *m* بزرگ باشد). بخش مهمی از امواج آب مخزن می‌تواند توسط آنها

جذب شود و از برگشت آن ممانعت بعمل آید و به همین دلیل کاهش زیادی در پاسخ دینامیکی سد

صورت پذیرد.

¹ Fok

² Cross-Stream

قشقایى در سال ۱۳۸۵ با بررسى اثرات جذب كف و شكل مخزن سد بتنى قوسى بر روى پاسخ
لرزه‌اى آن سه پارامتر (۱) اثر جذب كف، (۲) اثر بازشدگى درياچه و (۳) اثر شكل درياچه بصورت U
شكل را بر پاسخ ديناميكى سد مورد ارزيابى قرار داد كه در مورد اول، در مدل‌هاى خطى و غيرخطى
نتيجه گرفت كه ماكزيمم تنش‌هاى فشارى ۲۲% و ماكزيمم تنش‌هاى كششى ۱۹% افزايش داشته
است [۶].

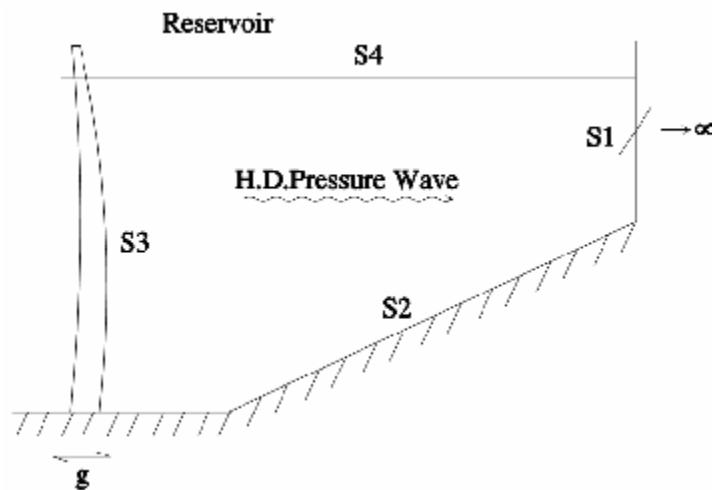
فصل سوم

محاسبه فشار هیدرودینامیک مخزن بر سد تحت اثر زمین لرزه

۳-۱- مقدمه

سیستمی متشکل از یک سد بتنی قوسی که بر روی پی نسبتاً صلب واقع شده و مخزنی که تا فاصله دور ادامه دارد در نظر گرفته می‌شود (شکل ۳-۱). در شرایط تعادل استاتیکی سازه سد تحت فشار هیدرواستاتیک مخزن، وزن و تغییر درجه حرارت محیط تغییر شکل داده و به دلیل شکل هندسی خاص عمدتاً نیروهای موجود را به صورت تنش‌های فشاری به پایه و تکیه‌گاه‌ها انتقال می‌دهد. هنگام وقوع زلزله سازه سد به نوسان واداشته می‌شود و حجم عظیم آب پشت سد به دلیل نیروی برشی ناچیز بین کف مخزن و محیط سیال، مستقیماً تحت تاثیر حرکت زمین قرار نمی‌گیرد، اما در اثر حرکت ارتعاشی سد و تکیه‌گاه‌ها در محیط مخزن امواج فشار هیدرودینامیک ایجاد می‌شوند که به سمت بالادست مخزن منتشر می‌گردند و انرژی سینماتیک سیستم را با خود از محیط دور می‌کنند. نیروی اینرسی ناشی از حرکت زمین و نیروی هیدرودینامیک سیال بر وجه بالادست سد، عوامل اصلی بارگذاری بر سازه سد هنگام وقوع زلزله می‌باشند. از طرفی فشارهای هیدرودینامیکی که در سیال مجاور سد ایجاد می‌شوند، تابعی از تغییر شکل یا ارتعاشات سد می‌باشند. بنابراین دستگاه

معادلات تعادل حاکم بر پاسخ دینامیکی سد و فشار هیدرودینامیک در محیط سیال مستقل از یکدیگر نبوده و اصطلاحاً درگیر^۱ نامیده می‌شوند.



شکل ۱-۳ - سد بتنی قوسی با مخزن و شرایط مرزی

به طور عمده اندرکنش دینامیکی^۲ بین سد و مخزن باعث افزایش تنش‌های داخلی سد نسبت به وضعیت سد تنها تحت زلزله می‌گردد، و میزان این اندرکنش یا افزایش تنش با نسبت فرکانس طبیعی مخزن به فرکانس طبیعی سد براساس حل تحلیلی چوپرا برای مخزن و سد انعطاف‌پذیر [۱۵] در ارتباط است. این نسبت (q_r) از معادله زیر به صورت تقریبی قابل محاسبه است:

$$q_r = \frac{w_1^r}{w_1^s} \cong \frac{\frac{pC}{T_1}}{\frac{2h}{4h}} = \frac{CT_1}{4h} \quad (۱-۳)$$

در معادله فوق T_1 پریود طبیعی سد، C سرعت انتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن

و h عمق مخزن است. برای مخزنی با عمق معین هر چه q_r بیشتر باشد، سد انعطاف‌پذیرتر بوده و

¹ Couple

² Dynamic Interaction

اصطلاحاً معادلات سیستم درگیرتر خواهند بود. برعکس هر چه سد صلب‌تر باشد، تاثیر اندرکنش بین

سد و مخزن بر پاسخ دینامیکی سیستم کمتر بوده و معادلات کمتر درگیر خواهند بود.

وجود آب در پشت سد و ایجاد پدیده اندرکنش، باعث ایجاد تغییراتی عمده در خصوصیات

دینامیکی سیستم بدون مخزن می‌شود 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.

خصوصیات دینامیکی سیستم کوپله ضمن ارائه اطلاعات ارزشمندی در خصوص رفتار دینامیکی

سیستم، می‌تواند اثر وجود آب را بر روی این پارامترهای دینامیکی که اساس پاسخ دینامیکی را

تشکیل می‌دهد، بیان کند. علاوه بر اثر اندرکنش، اثرات مدول الاستیسیته دینامیکی بتن و سنگ که

اطلاعات دقیقی از آنها در دست نیست و نیز تاثیر تراکم‌پذیری سیال و همچنین اثرات جرم پی، قابل

بحث و مطالعه می‌باشد .

یکی از ویژگی‌های مهم در تحلیل اثر متقابل دینامیکی سیستم سد و مخزن، تراکم‌پذیری آب

مخزن می‌باشد. طبق تعریف اگر کرنش حجمی $(e_v = e_x + e_y + e_z)$ در سیال برابر با صفر یا سرعت

صوت در سیال به مقدار بی‌نهایت میل کند، سیال تراکم‌ناپذیر محسوب می‌شود. اهمیت این ویژگی

تابعی از نسبت q_r ، عمق مخزن h و محتوای فرکانسی بارگذاری می‌باشد. هنگامی که فرکانس طبیعی

مخزن بیش از فرکانس‌های حامل عمده انرژی زمین‌لرزه باشد، یا این نسبت بیش از دو باشد $q_r > 2$

(سازه سد به اندازه کافی انعطاف‌پذیر باشد)، می‌توان سیال را تراکم‌ناپذیر فرض کرد [۱۵].

صرف نظر کردن از اثرات تراکم پذیری سبب می‌شود اثرات متقابل سد و مخزن معادل با جرم افزوده ثابتی برای ارتعاشات سد حتی برای تحریکات در قلمرو زمان در نظر گرفته شود، در مقابل اگر تراکم‌پذیری در نظر گرفته شود، مقادیر جرم افزوده و استهلاک سازه سد در طول تحریکات در قلمرو زمان تغییر می‌کند و استفاده از مفهوم تقریبی جرم افزوده در تحلیل مناسب نمی‌باشد.

از آنجا که سیستم سد و مخزن و فونداسیون یک مجموعه پیچیده‌ای از فازهای مختلف را در کنار هم تشکیل می‌دهد، مطالعه کامل این سیستم پیچیده و حجیم بجز با استفاده از روش‌های عددی غیرممکن به نظر می‌رسد. در قسمت بعد خلاصه‌ای از مطالعات تحلیلی و عددی انجام گرفته بر روی سیستم مذکور مرور شده و از نظر خواهد گذشت.

با توجه به توضیحات فوق اثر متقابل دینامیکی سد و مخزن در تحلیل شکست سازه سد بتنی قوسی هنگام زلزله نقش موثر دارد. تاکنون پدیده اثر متقابل دینامیکی سد و مخزن به دو روش تحلیلی [۱۹ و ۱۵] و عددی [۱۶] مطالعه و بررسی شده است. روش‌های اولیه عمدتاً تحلیلی و برای هندسه ساده سد و مخزن تحت فرضیات ساده‌کننده‌ای ارائه شده و شناخت اولیه‌ای از مساله ارائه کردند. پس از پیشرفت چشمگیر در روش‌های محاسباتی و بکارگیری کامپیوتر در محاسبات، روش‌های عددی همچون اجزای محدود، اجزای مرزی و تفاضل محدود در حال حاضر به شکل مؤثری در تحلیل پدیده اثر متقابل دینامیکی سد و مخزن بکار گرفته شده و عواملی مانند پیچیدگی هندسی و ویژگیهای مصالح، مشکلات گذشته را در تحلیل مزبور باعث نمی‌شوند. به هر حال در استفاده از

روش‌های عددی سرعت مناسب در همگرایی به جواب واقعی و رسیدن به دقت لازم در محاسبات همواره تحت بررسی یا مطالعه می‌باشد. در تحلیل سیستم سد و مخزن به روش عددی، مدل ریاضی سیستم شامل معادلات خطی یا غیرخطی می‌باشد. دستگاه معادلات حاکم بر سازه سد شامل معادلات تعادل مربوط به محیط‌های جامد با رفتار خطی یا غیرخطی می‌باشد. معادله اصلی حاکم بر محیط مایع پس از فرضیات ساده کننده، عبارت از معادله هلمهولتز¹ بر حسب تابع مجهول فشار هیدرودینامیک [۱۶] یا معادله مربوط به مقاومت سیال در برابر کرنش حجمی همراه با معادله قیدی چرخش بر حسب تابع مجهول جابجایی می‌باشد [۱۷].

مطابق با روش اویلر - لاگرانژ [۱۶] مدل اجزای محدود مخزن بر اساس معادله هلمهولتز با مجهول‌های گرهی فشار هیدرودینامیک در مجاورت با مدل اجزای محدود سد بتنی قوسی با مجهول‌های گرهی جابجایی بنا می‌شود، و اثرات متقابل این دو محیط مطالعه خواهد شد. روش اویلر - لاگرانژ از یک مجهول فشار هیدرودینامیک در هر گره مدل مخزن استفاده می‌کند، که در مقایسه با روش لاگرانژ - لاگرانژ تعداد مجهولات به حدود نصف کاهش می‌یابد. در استفاده از این روش، الگوریتم حل نوسانی^۲ [۱۶] برای محاسبه

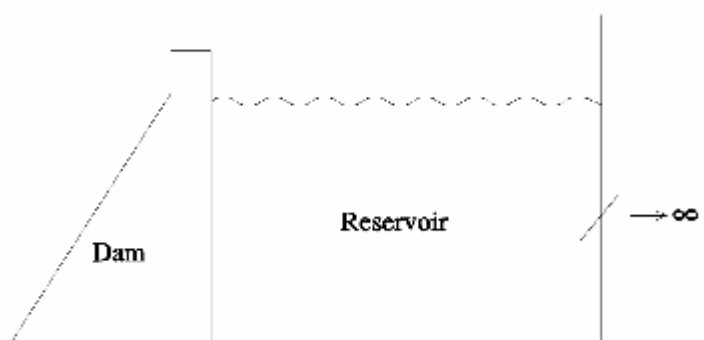
¹ Helmholtz Equation

² Staggering method

پاسخ سیستم با حل دو دستگاه معادلات در هر قدم زمانی استفاده خواهد شد که یک الگوریتم مناسب وقوی شناخته شده است [۷].

۲-۳- مروری بر مطالعات انجام شده در زمینه اندرکنش سد و مخزن

اولین کار در زمینه در نظر گرفتن اثر مخزن بر پاسخ دینامیکی سدهای بتنی را می توان به وسترگارد نسبت داد. او اولین کسی بود که در سال ۱۹۳۳ فشار هیدرو دینامیک آب را روی سدهای بتنی وزنی تحت تاثیر حرکت هارمونیک افقی زمین محاسبه کرد [۱۸]. وسترگارد یک دیواره قائم صلب را به عنوان مدلی از سد که در برابر یک محیط سیال نیمه بی نهایت دو بعدی قرار داشت، در نظر گرفت. (شکل ۲-۳)



شکل ۲-۳ مدل فرضی وسترگارد

وی در تحقیق کلاسیک خود یک حل کاملا تحلیلی در قلمرو فرکانس برای مدل مذکور ارائه داد. حل وسترگارد محدود به حالاتی بود که فرکانس لرزش زمین از اولین فرکانس طبیعی مخزن کوچکتر

بود. در این محدوده فرکانس، مساله با مدل آب تراکم ناپذیر یکسان است و توزیع فشار متناسب با شتاب است و گویا قسمتی از مخزن به بدنه قائم سد چسبیده و با آن نوسان می‌کند. از اینرو اثرات مخزن به کمک یک جرم افزوده^۱ قابل بیان است. با اینکه کار وسترگارد تا مدت‌ها اصول طراحی سدهای بتنی قرار گرفت ولی دو نقص عمده را می‌توان برای آن برشمرد. اول اینکه فرکانس‌های زمین لرزه عمدتاً در محدوده وسیعی قرار دارند و حل وسترگارد یک حالت بسیار محدودی را در نظر می‌گیرد. دوم اینکه وسترگارد اثر متقابل سد و مخزن را نادیده فرض کرده‌است. در حالیکه این اثر متقابل^۲ تاثیر زیادی بر پاسخ دینامیکی سیستم سد و مخزن دارد. توسعه و تکمیل حل وسترگارد برای اولین بار توسط هاناتو انجام شد. هاناتو حل وسترگارد را برای کل محدوده فرکانسی توسعه داد و اثر امواج سطحی مخزن را نیز لحاظ کرد.

پس از وسترگارد و هاناتو، کاتسوبو^۳ نیز به بررسی این مساله پرداخت و نشان داد که حل وسترگارد تنها برای ارتعاشاتی با فرکانس‌هایی کمتر از فرکانس طبیعی مخزن صادق است [۱۴]. وی اثرات تشدید را مد نظر قرارداد و با استفاده از انتگرال کانولوشن^۴ نتایج را برای یک تحریک کاملاً نامنظم بدست آورد.

1 Added Mass

2 Interaction

3 Kutsobo

4 Convolution Integral

مساله دو بعدی تعیین فشار هیدرودینامیک بر روی یک سد صلب مجدداً توسط چوپرا دنبال شد [۱۵]. وی با بررسی تاثیر تراکم پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن نشان داد که برای سیال تراکم ناپذیر، حل وسترگارد برای تمامی فرکانس‌های بارگذاری صادق است. لیکن در سدهای بلند، تاثیر تراکم‌پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک در فرکانس‌های بالا، قابل توجه است. چوپرا یک تحریک هارمونیک در راستای مسیر رودخانه (عمود بر بدنه سد) به شکل $u = \text{Exp}(i\omega t)$ در نظر گرفت و نیز فرض کرد که سد به شکل صلب عمل می‌کند. حل آنالیتیک وی برای این حالت با در نظر گرفتن اثرات تراکم‌پذیری، نتیجه زیر را برای فشار وارد بر بالادست سد در پی داشت:

$$P = \frac{4r}{p} \sum_{n=1}^{n_1} \frac{(-1)^{n+1}}{2n-1} \frac{1}{i\bar{q}_n} \text{Exp}(-i\bar{q}_n z) \text{Cos} I_n y \text{Exp}(i\omega t) \quad (1-3)$$

$$+ \frac{4r}{p} \sum_{n=n_1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{2n-1} \frac{1}{q_n} \text{Exp}(-q_n z) \text{Cos} I_n y \text{Exp}(i\omega t)$$

که در رابطه فوق:

$$q_n = \frac{w}{c} \left(\left(\frac{w_n^r}{w} \right)^2 - 1 \right)^{0.5}, \quad \bar{q}_n = -iq_n, \quad I_n = \frac{(2n-1)p}{2h}, \quad w_n^r = \frac{(2n-1)pc}{2h}$$

که w ، فرکانس زوایه‌ای تحریک می‌باشد و n_1 کوچکترین مقداری است که باعث می‌شود q_n ، مقداری حقیقی داشته‌باشد. w_n^r نیز n امین فرکانس مخزن است. فرمول فوق دارای دو قسمت می‌باشد که قسمت نخست آن بیانگر این است که این قسمت از پاسخ، هنگامی که بزرگتر از ww_n^r است، دیگر هم

فاز با ارتعاش سد نیست و لذا نمی‌توان آنرا همچون حل وسترگارد با یک جرم افزوده شبیه سازی کرد.

مساله اساسی که هنوز باقی مانده و مطالعه‌ای بر روی آن انجام نگرفته بود، انعطاف پذیری سد بود که باعث ایجاد پدیده اندرکنش بین سد و مخزن می‌شود. چوپرا [۱۹] نشان داد که با در نظر گرفتن یک سیستم یک درجه آزادی به‌عنوان یک سازه درگیر با آب تغییراتی در مشخصات این سیستم به هنگام تحلیل دینامیکی انجام می‌شود. وجود آب باعث افزایش جرم، افزایش میرایی و افزایش نیروی وارد بر این سیستم یک درجه آزادی خواهد شد. چوپرا مدل خود را به سد انعطاف‌پذیر با در نظر گرفتن اندرکنش سد و مخزن تعمیم داد [۱۹] و نشان داد که با نادیده گرفتن انعطاف‌پذیری سد، خطای زیادی در پاسخ لرزه‌ای سد حاصل می‌شود. چوپرا تاثیر اهمیت تراکم پذیری آب را وقتی که فرکانس مود اول ارتعاشی یک سد وزنی اختلاف زیادی با فرکانس مود اول مخزن ندارد ($q_r < 2$) نشان داد.

در همان زمان زینکوویچ یک روش جدید را برای فرمولاسیون سیستم کوپله سازه و آب با استفاده از روش المان محدود اویلر - لاگرانژ پیشنهاد کرد. در تحقیق وی نشان داده شده است که تراکم‌پذیری در مودهای ارتعاشی بالا تاثیر زیادتری دارد. [۱۶]. چوپرا تحقیقات زینکوویچ را ادامه داد و پاسخ یک سد وزنی انعطاف‌پذیر را در برابر حرکات قائم زمین نیز مطالعه کرد [۱۹]. در این سری از تحقیقات پاسخ سد با در نظر گرفتن تاثیر اولین مود بدست آمده بود و لذا تغییر مکان نقاط مختلف سد بطور رضایت بخشی حاصل می‌شد ولی در بدست آوردن تنش‌های داخلی که بستگی به مودهای بالاتر

ارتعاش نیز دارند، با مشکل مواجه بودند. چوپرا [۲۰] اولین روش نیمه تحلیلی را برای سیستم سد با درجات آزادی دلخواه و مخزن پشت آن با استفاده از تکنیک زیر سازه^۱ ارائه کرد. در این روش مخزن بصورت یک زیر سازه در نظر گرفته می شود و اثر آن بصورت نیروهای هیدرودینامیک که از حل معادلات انتشار امواج در داخل مخزن بدست می آید، بر بدنه بالا دست سد وارد می شود. در این مطالعه، سد ناگزیر باید با روش اجزای محدود^۲ به اجزای کوچکتر تقسیم شود و مخزن نیز باید هندسه منظم داشته باشد. در گام بعدی فونداسیون نیز سازه دوم در نظر گرفته شد و در نهایت برای در نظر گرفتن اثرات هندسه نامنظم مخزن خود مخزن به دو زیر سازه تقسیم شد. قسمتی از مخزن که نزدیک سد است با هر هندسه دلخواهی که دارد بوسیله روش *FEM* و قسمت دوم که به شکل کانالی با ابعاد منظم تا بی نهایت ادامه یافته بروش تحلیلی حل می شود. به عبارت دیگر چوپرا و هال [۱۴] سد و میدان نزدیک مخزن^۳ را بوسیله یک حل تحلیلی مدل کردند. روش المانهای محدود برای فونداسیون اطراف مخزن یا بررسی اثرات هندسه نامنظم مخزن مفید می باشد.

بنابراین می توان اینگونه نتیجه گیری کرد که مطالعات تحلیلی سیستم سد و مخزن که از زمان وسترگارد شروع شده بود منجر به بکارگیری روش *FEM* برای سدهای وزنی همراه با مخزن دو بعدی گردید که با محاسبات پیچیده و حجیم، اثرات اندرکنش را لحاظ می نمود. این روند تکمیلی مطالعات

¹ Substructure

² Finite Element Method (FEM)

³ Reservoir Nearfield

بر روی سدهای وزنی بود که بصورت دو بعدی مطالعه می‌شوند. برای سدهای قوسی نیز روندی مشابه آنچه که برای سدهای وزنی بیان شد وجود دارد. کاتسوبو [۱۴]، پاسخ فشار هیدرودینامیک بر روی وجه بالادست یک سد قوسی ساده صلب را تحت حرکت هارمونیک بدست آورد. پرمامالسوامی^۱ [۲۱] در ادامه یک روش تحلیلی جهت بدست آوردن پاسخ یک سد قوسی دایره‌ای که تحت تحریکات دلخواه زمین‌لرزه قرار می‌گرفت را بدست آورد. در حقیقت سدهای قوسی بدلیل شکل سه بعدی که دارند و نیز بدلیل وجود تکیه‌گاههای جانبی که تاثیر بسزائی در پاسخ دینامیکی سیستم دارند نمی‌توانند به شکل دو بعدی (همانند حل وسترگارد) مطالعه شوند و مدل کردن آب به صورت سه بعدی الزامی است. در سدهای وزنی اگر چه بدلیل وجود یک سازه بسیار حجیم و سخت و ضخامت زیاد سد، صلب فرض کردن سازه نتایج را خیلی از واقعیت دور نمی‌کند و استفاده از روش جرم افزوده وسترگارد خیلی در جهت ناامنی طرح نمی‌باشد، ولی در سدهای قوسی که ضخامت پوسته آنها در مقایسه با سدهای وزنی بسیار کمتر است صلب فرض کردن بدنه سد باعث ایجاد خطاهای چشمگیری در محاسبات شده و طرح را کاملاً از امنیت لازم برای چنین سازه‌های حساس و پرهزینه‌ای دور می‌سازد.

پرمامالسوامی [۲۱] با الهام از حل چوپرا که برای سد وزنی مطرح شده بود، پاسخ دینامیکی یک سد قوسی ساده درگیر با یک مخزن ساده سه بعدی را بر پایه مود اول آن بدست آورد. در اینجا هم

¹ Perumalswami

نیاز به استفاده از مودهای بالاتر برای تحلیل دقیق تر سیستم باعث شد که برای این سد ساده از تکنیک *FEM* استفاده شود. در مرحله بعدی برای در نظر گرفتن اثرات هندسه نامنظم مخزن میدان نزدیک مخزن توسط روش المان‌های محدود و میدان دور مخزن بوسیله حل تحلیلی مطالعه شد [۲۰]. در روش‌هایی که عنوان شد تمام محدوده مخزن توسط روش *FEM* مورد مطالعه قرار نمی‌گرفت و تنها قسمتی از مخزن که در نزدیکی سداست توسط *FEM* مدل شده و مجهول گرهی این محیط فشار هیدرودینامیک انتخاب می‌شود و قسمت دور مخزن با روش تحلیلی و با حل معادلات انتشار فشار در داخل مایع تحلیل می‌گردد.

روش دیگری که می‌توان گفت در بین روش‌های عددی قدمت کمتری نسبت به سایر روش‌ها دارد فرمولاسیون لاگرانژی می‌باشد. در این روش رفتار سیال بر حسب پارامتر تغییر مکان در نقاط گرهی المان سیال تعریف می‌گردد [۲۲]. بنابراین بطور خودکار شرط سازگاری و تعادل در گره‌های مشترک سیال و سد ارضا می‌شود. اما جهت مدل کردن حرکت نسبی سیال و سد در مرز اندرکنش بدون رد و بدل کردن نیروی برش چاره‌ای باید اندیشید و المان خاصی را معرفی کرد. یکی از محاسن این روش این است که می‌توان المان‌های سازه و سیال را در یک برنامه واحد کامپیوتری بر اساس تغییر مکانها نوشته و حل نمود. علیرغم اینکه المان‌های لاگرانژی مختلفی برای سیال پیشنهاد شده است اکثر این المان‌ها از حضور مودهای تغییر شکل با انرژی صفر رنج می‌برند. تمهیدات خاصی در اکثر موارد برای رهائی از این مودها صورت گرفته است. بعضی از محققان استفاده از مرتبه انتگرال -

گیری کامل را جهت حذف این مودها پیشنهاد نموده‌اند اما بعداً مشخص شد که این عمل نمی‌تواند رفتارسیال را بصورت صحیح تضمین کند.

همچنین استفاده از ضرایب جریمه^۱ جهت سوق دادن مودهای جعلی به قسمت بالای طیف که قابل تحریک نمی‌باشد، به عنوان راهی برای برطرف کردن این نقص پیشنهاد شده است. کاری که ریلسون و خلوتی انجام دادند [۱۷] استفاده از سختی سطحی است که سبب می‌گردد بعضی از مودهای جعلی به مودهای تلاطم سطحی تبدیل شوند.

روش دیگری که در زمینه لحاظ کردن اندرکنش سد و مخزن می‌باشد روش فرمولاسیون اوپلری نام گرفته است. در فرمولاسیون اوپلری رفتار سیال بر حسب پارامترهای فشار در نقاط گرهی المان سیال مدل می‌گردند [۷] و [۱۶] و جهت مدل قلمرو سازه نیز طبق روال مرسوم از فرمولاسیون تغییر مکان (دیدگاه لاگرانژی) استفاده می‌شود. در این روش حل سیستم درگیر سازه و سیال با حل دو سیستم مجزا امکان‌پذیر است و اثرات اندرکنش با استفاده از روش سعی و خطا در محاسبات منظور می‌گردد. البته دو سیستم را می‌توان در یک سیستم خلاصه نمود ولی در چنین وضعیتی ماتریس‌های جرم و میرائی و سختی کل سیستم به شکل نامتقارن و غیر بانندی بدست می‌آیند که حل این دستگاه به حجم بالائی از محاسبات نیاز دارد.

¹ Penalty

برای حل معادلات مقدار ویژه^۱ این سیستم، روش حل معادلات مقدار ویژه در حالیکه ماتریس‌های مورد بحث نامتقارن هستند، در مرجع [۲۳] آمده است. در روش اویلر-لاگرانژی دیگر نیازی به تعریف المان‌های واسط نمی‌باشد و فشار هیدرودینامیک مخزن برسد بصورت نیروهای گرهی معادل برسد اعمال می‌گردد.

۳-۳- استخراج فرمولاسیون FE برای مدل سازی قلمرو سد

همانگونه که در قسمت قبل اشاره شده جهت مدل کردن قلمرو سد از فرمولاسیون تغییر مکان (دیدگاه لاگرانژی) استفاده می‌شود. دستگاه معادلات حاکم بر قلمرو سد معادلات تعادلی هستند که به صورت زیر نوشته می‌شوند:

$$s_{i,j} + b_i = 0 \quad (۲-۳)$$

که در آن $s_{i,j}$ درایه‌های تانسور تنش و b_i نیروهای حجمی ($Body Force$) هستند. در روش المان‌های محدود (FEM) برای حل معادلات دیفرانسیل با شرایط مرزی معین از روش‌های تقریبی استفاده می‌شود که معروفترین آنها روش مانده‌های وزن دار ($Residual Method weighted$) است. این روش را برای دستگاه معادلات تعادل (۳-۴) به کار می‌بریم. برای این منظور یکی از معادلات این دستگاه (مثلا معادله اول) را در نظر می‌گیریم:

$$\frac{\partial}{\partial x} s_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{xz} + b_x = 0 \quad (۳-۳)$$

¹ Eigen Value

در حالت کلی معادلاتی مشابه (۳-۴) و شرایط مرزی مربوط به آنها را می‌توان بصورت زیر

در نظر گرفت:

$$L(u)+P=0 \quad \text{in domain } \Omega \quad (۳-۴ \text{ الف})$$

$$M(u)+R=0 \quad \text{in domain } \Gamma \quad (۳-۴ \text{ ب})$$

که در آنها u تابع مورد نظر است. (مثلا در معادله ۳-۴ u تغییر مکان است)، P و R توابع معلومی از متغیرهای مستقل x و y هستند. L و M اپراتورهای معرف معادله دیفرانسیل و شرایط مرزی می‌باشند.

تابع مجهول مورد نظر را به شکل زیر تقریب می‌زنیم:

$$u = u_b + \sum_{i=1}^n N_i a_i \quad (۳-۵)$$

توابع u_b و N_i توابع دلخواه از x و y هستند که آنها را بگونه ای انتخاب می‌کنیم که در شرایط زیر

صدق کنند.

$$M(u)+R=0 \quad \text{on } \Gamma \quad (۳-۶ \text{ الف})$$

$$M(N_i)=0 \quad \text{on } \Gamma \quad (۳-۶ \text{ ب})$$

توابع N_i را توابع انتریولاسیون می‌نامند. بدیهی است که با برقرار بودن شرایط فوق تابع \hat{u} در

شرایط مرزی صدق خواهند کرد. یعنی:

$$M(\hat{u})+R=0 \quad \text{on } \Gamma \quad (۳-۶ \text{ ب})$$

به این ترتیب n مجهول a_1 تا a_n داریم که باید آنها را بگونه‌ای تعیین کنیم که تابع \hat{u} در معادله دیفرانسیل صدق کند. تابع \hat{u} دقیقاً در معادله دیفرانسیل صدق نخواهد کرد و باقیمانده ای بنام R خواهد داشت:

$$\bar{R} = L(\hat{u}) + P \neq 0 \quad \text{in} \quad \Omega \quad (7-3)$$

برای به حداقل رساندن این باقیمانده تابعی موسوم به تابع وزن W_j در کل قلمرو تعریف می‌کنیم و انتگرال زیر را تشکیل می‌دهیم:

$$\int_{\Omega} W_j \bar{R} d\Omega = 0 \quad (الف-8-3)$$

رابطه فوق n معادله برای تعیین n مجهول a_1 تا a_n بدست می‌دهد.

گالرکین پیشنهاد می‌کند که برای تابع وزن W از توابع انترپولاسیون N_j استفاده شود. به این ترتیب خواهیم داشت.

$$\int_{\Omega} W_j R d\Omega = \int_{\Omega} N_j [L(\hat{u}) + p] d\Omega = 0 \quad j=0,1,2,\dots,n \quad (ب-8-3)$$

$$\int_{\Omega} N_j [L(u_b) + P] d\Omega + \sum_{i=1}^n a_i \int_{\Omega} N_j L(N_i) d\Omega = 0 \quad (پ-8-3)$$

ریتر پیشنهاد می‌کند که اگر حداکثر درجه مشتق‌گیری در معادله دیفرانسیل را با q نشان دهیم، توابع انترپولاسیون N_i باید حداقل پیوستگی از درجه $q-1$ را داشته باشند. برای پائین آوردن درجه پیوستگی به کمک انتگرال‌گیری جزء به جزء (قضیه گرین) درجه مشتق‌گیری در معادله دیفرانسیل را کاهش می‌دهیم و سپس از توابع انترپولاسیون با درجه انتگرال‌گیری پائین‌تر استفاده می‌کنیم.

حال مجدداً معادله دیفرانسیل (۳-۴) را در نظر می‌گیریم. با انتخاب تابع وزن du (تغییرات مولفه

تغییر مکان در جهت x) و با توجه به رابطه (۳-۸-الف) داریم:

$$\int_{\Omega} du \left[\frac{\partial}{\partial x} s_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{xz} + b_x \right] d\Omega = 0 \quad (۳-۹-الف)$$

رابطه ای مشابه معادله فوق برای معادلات دوم و سوم تعادل بصورت زیر قابل بیان است:

$$\int_{\Omega} dv \left[\frac{\partial}{\partial x} s_{yx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{yy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{yz} + b_y \right] d\Omega = 0 \quad (۳-۹-ب)$$

$$\int_{\Omega} dw \left[\frac{\partial}{\partial x} s_{zx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{zy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{zz} + b_z \right] d\Omega = 0 \quad (۳-۹-پ)$$

سه رابطه اخیر را می‌توانیم بصورت زیر بنویسیم:

$$\int_{\Omega} \left[du \left(\frac{\partial}{\partial x} s_{xx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{xz} + b_x \right) + dv \left(\frac{\partial}{\partial x} s_{yx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{yy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{yz} + b_y \right) + dw \left(\frac{\partial}{\partial x} s_{zx} + \frac{\partial}{\partial y} s_{zy} + \frac{\partial}{\partial z} s_{zz} + b_z \right) \right] d\Omega = 0 \quad (۳-۹-ت)$$

اکنون از قضیه گرین استفاده کرده و درجات مشتق گیری را کاهش می‌دهیم:

$$\oint_{\Gamma} [du(s_{xx}n_x + s_{xy}n_y + s_{xz}n_z) + dv(s_{yx}n_x + s_{yy}n_y + s_{yz}n_z) + dw(s_{zx}n_x + s_{zy}n_y + s_{zz}n_z)] d\Gamma - \int_{\Omega} \{ s_{xx} \frac{\partial}{\partial x} (du) + s_{xy} \left[\frac{\partial}{\partial y} (du) + \frac{\partial}{\partial x} (dv) \right] + s_{xz} \left[\frac{\partial}{\partial z} (du) + \frac{\partial}{\partial x} (dw) \right] + s_{yy} \left[\frac{\partial}{\partial z} (dv) + \frac{\partial}{\partial y} (dw) \right] + s_{zy} \frac{\partial}{\partial y} (dw) + s_{zz} \frac{\partial}{\partial z} (dw) - b_x du - b_y dv - b_z dw \} = 0 \quad (۳-۱۰)$$

که در آن $n = \begin{bmatrix} n_x \\ n_y \end{bmatrix}$ بردار نرمال بر سطح جامد است. رابطه (۳-۱۰) به صورت زیر قابل بیان

است.

$$\oint_{\Gamma} du^T t d\Gamma + \int_{\Omega} du^T b d\Omega - \int_{\Omega} de^T s d\Omega = 0 \quad (۳-۱۱)$$

رابطه فوق همان رابطه کار مجازی است که دو جمله اول سمت چپ آن معرف کار نیروهای خارجی (ترکشن t و نیروهای حجمی b). جمله سوم آن بیانگر کار تغییر شکل داخلی، ناشی از تانسورهای تنش S و کرنش e است و نشان می دهد که فرم ساده شده روش مانده های وزن دار برای معادلات تعادل همان رابطه کار مجازی است.

نیروهای حجمی b شامل ترمهای استاتیکی (b_0)، اینرسی ($r_s \ddot{u}$) و چسبندگی اصطکاکی ($m_s \dot{u}$) است که بوسیله رابطه زیر بهم مرتبط می شوند:

$$b = b_0 - m_s \dot{u} - r_s \ddot{u} \quad (۱۲-۳)$$

همچنین همانگونه که قبلا بیان شد رابطه اساسی زیر بین تغییر مکان نقاط مختلف قلمرو سازه (u) و تغییر مکان گرهی a به کمک ماتریس توابع شکل سازه (N_s) برقرار است:

$$U \div \hat{U} = N_s(x, y) - a(t) \quad (۱۳-۳)$$

و لذا داریم:

$$du = N_s da \quad (۳-۱۴-الف)$$

$$\dot{u} = N_s \dot{a} \quad (۳-۱۴-ب)$$

$$\ddot{u} = N_s \ddot{a} \quad (۳-۱۴-پ)$$

همچنین همانگونه که در روش FEM آمده است روابط بین تانسور کرنش e اپراتور مشتق مکانی L ، تانسور تنش S و ماتریس ارتجاعی D_s برقرار است:

$$e = Lu = LN_s a = B_s a \quad (الف-۱۵-۳)$$

$$B_s = LN_s \quad (ب-۱۵-۳)$$

$$de = B_s d\bar{a} \quad (پ-۱۵-۳)$$

$$s = D_s e = D_s B_s \bar{a} \quad (ت-۱۵-۳)$$

با جایگذاری روابط (۱۲-۳) تا (۱۵-۳) و انجام محاسبات مختصری رابطه اصلی زیر در تحلیل

دینامیکی قلمرو سازه به کمک *FEM* قابل حصول است:

$$M_s \ddot{a} + C_s \dot{a} + K_s a + F_0 + F_i = 0 \quad (۱۶-۳)$$

که در رابطه فوق:

$$M_s = \int_{\Omega} N_s^T r_s N_s d\Omega$$

$$C_s = \int_{\Omega} N_s^T m_s N_s d\Omega$$

$$K_s = \int_{\Omega} B_s^T D_s B_s d\Omega$$

$$F_0 = M_s \{1\} \ddot{u}_g$$

$$F_i = -QP = -\int_{S_3} N_s^T n NP dS$$

r_s جرم مخصوص سازه، m_s چسبندگی داخلی (ضریب اصطکاک داخلی) سازه، \ddot{u}_g شتاب

زمین می باشند. همچنین S_3 مرز اندرکنش بین سد و مخزن است که از طریق آن فشار

هیدرودینامیک به بدنه سازه سد وارد می‌شود و N توابع شکل المان‌های مایع و P فشار هیدرودینامیک مخزن Q ماتریس اندرکنش می‌باشد.

۳-۴- استخراج فرمولاسیون FE برای مدل‌سازی قلمرو مخزن

۳-۴-۱- مدل تحلیلی (ریاضی) محیط مخزن

معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج هیدرودینامیک در محیط مخزن با فرض ایزوتروپ بودن محیط و صرف‌نظر کردن از چسبندگی و انتخاب فشار به عنوان کمیت مجهول مورد نظر به معادله هلمهولتز معروف است که شکل کلی آن بصورت زیر است:

$$\nabla^2 P - \frac{1}{C^2} \ddot{P} = 0 \quad (۳-۱۷)$$

در معادله فوق P فشار هیدرودینامیک و C سرعت انتشار امواج فشار در محیط مخزن است. که اگر سیال (آب) تراکم ناپذیر فرض شود. ($C \rightarrow \infty$) معادله هلمهولتز به معادله لاپلاس تبدیل می‌شود.

۳-۴-۲- شرایط مرزی محیط سیال

سیستم سد و مخزن برای آنالیز اندرکنش دینامیکی در شکل (۳-۱) نشان داده شده است. همانگونه که این شکل نشان می‌دهد معمولاً مخزن سدهای بتنی از طرف بالادست تا فواصل زیادی امتداد دارد. برای انجام آنالیز اندرکنش دینامیکی سد و مخزن لازم است که تنها قسمت محدودی

از این قلمرو نامحدود مخزن لحاظ شود لذا این محدوده بوسیله یک مرز انقطاع^۱ از بقیه مخزن (در امتداد رودخانه) جدا می‌شود.

با توجه به توضیح فوق و شکل (۱-۳) چهار شرط مرزی برای محیط مخزن قابل بیان است:

۱- شرط مرزی برای بالادست مخزن (مرز انتشاری SI)

۲- شرط مرزی برای کف و دیواره های مخزن (مرز انعکاسی $S2$)

۳- شرط مرزی بین سد و مخزن (مرز اندرکنش $S3$)

۴- شرط مرزی برای سطح آزاد آب (مرز $S4$)

اکنون به تشریح مرزهای چهارگانه فوق می‌پردازیم:

۳-۴-۲-۱ - شرط مرزی برای بالادست مخزن (SI)

همانگونه که قبلاً اشاره شده با ارتعاش سد امواج حجمی فشار هیدرودینامیک در مخزن ایجاد شده به سمت بالادست منتشر می‌شوند و با انتشار خود انرژی را از محیط دور می‌کنند. لذا شرط مرزی بالادست SI بایستی بگونه‌ای باشد که باعث بدام افتادن یا انعکاس انرژی امواج فشار روی سد نشود بلکه این انرژی را از خود عبور دهد.

در حالت کلی معادله انتشار امواج یک بعدی را می‌توان به شکل زیر بیان کرد:

$$P = r^{\left(\frac{1-m}{2}\right)} [f_1(r - Ct) + f_2(r + Ct)] \quad (18-3)$$

¹ Truncation Boundary

که در رابطه فوق P فشار هیدرودینامیک C سرعت انتقال موج r فاصله از سد f شکل تابع موج پیشرو^۱ و f_2 شکل تابع موج پسرو^۲ و m پارامتری است که نوع موج را مشخص می‌کند و به شرح زیر است:

$m=1$ امواج سطح

$m=2$ امواج استوانه‌ای

$m=3$ امواج کروی

مشتقات زمانی و مکانی رابطه (۱۸-۳) به شکل زیر است:

$$\frac{\partial P}{\partial r} = \frac{1-m}{2} r^{\left(\frac{1-m}{2}\right)} [f_1 + f_2] + r^{\left(\frac{1-m}{2}\right)} [f_1' + f_2'] \quad (۱۹-۳)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} = r^{\left(\frac{1-m}{2}\right)} [-Cf_1' + Cf_2'] \quad (۲۰-۳)$$

اگر نسبت دامنه موج پسرو به دامنه موج پیشرو را که به ضریب بازگشت موج موسوم است با a

نمایش دهیم. از ترکیب روابط (۱۸-۳) تا (۲۰-۳) خواهیم داشت:

$$\frac{\partial P}{\partial r} = -\frac{1}{r} \left(\frac{m-1}{2}\right) P - \frac{1}{c} \left(\frac{1-a}{1+a}\right) \dot{P} \quad (۲۱-۳)$$

رابطه فوق به شرط مرزی سامرفلد^۳ موسوم است. در صورتیکه سد به اندازه کافی طویل باشد

¹ Progressive Wave

² Regressive Wave

³ Sommerfeld Boundary Condition

امواج حاصل از ارتعاش سد امواج سطحی خواهند بود. ($m=1$) و در این حالت رابطه (۲۱-۳) به شکل

زیرساده می‌شود:

$$\frac{\partial P}{\partial r} = -\frac{1}{bc} \dot{P} \quad (22-3)$$

$$b = \frac{1+a}{1-a} \quad (23-3)$$

اگر فرض کنیم که مخزن تا بی نهایت ادامه داشته باشد در این صورت در مرز بالاست تنها موج

پیشرو خواهیم داشت و a مساوی صفر خواهد بود پس:

$$\frac{\partial P}{\partial r} = -\frac{1}{C} \dot{P} \quad (24-3)$$

تعبیر فیزیکی رابطه فوق این است که در مرز بالاست مخزن یک گروه مستهلک کننده امواج

فشاری قرارداده شده است.

۳-۴-۲-۲- شرط مرزی برای کف مخزن (S2)

مطالعات فنوس و هاناتو نشان داده است که وجود لایه هائی از مواد رسوبی که به مرور زمان در

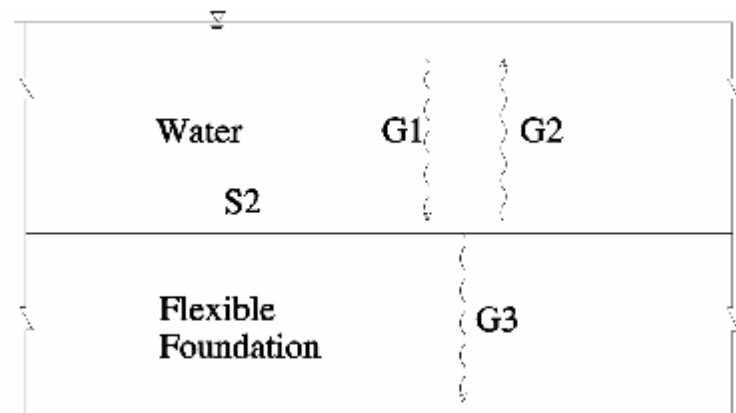
کف مخزن (مرز S2) انباشته شده باشند می‌تواند نقش عمده ای در جذب انرژی سیستم از طریق

شکست^۱ امواج فشاری به داخل پی داشته باشد. حال با استفاده از تئوری انکسار امواج یک بعدی

پدیده فوق را مورد مطالعه قرار می‌دهیم. شکل ۳-۳ پدیده انکسار امواج یک بعدی را در مرز

مشترک مخزن و فونداسیون نشان می‌دهد.

¹ Refraction



شکل ۳-۳ پدیده انکسار امواج یک بعدی در مرز مشترک مخزن و فونداسیون

در شکل ۳-۳، G_1 دامنه موج پیشرو و G_2 دامنه موج منعکس شده یا پسرو و G_3 دامنه موج عبور کرده یا جذب شده است.

معادله یک بعدی انتشار امواج در قلمرو فرکانس برای محیط سیال و پی را می‌توان از معادله هلمهولتز بدست آورد. با فرض تغییرات هارمونیک برای فشار هیدرودینامیک و تغییر مکان پی داریم:

$$\bar{P}(y,t) = P(y,w)e^{i\omega t} \quad (۲۵-۳)$$

$$\bar{U}(y,t) = U(y,w)e^{i\omega t} \quad (۲۶-۳)$$

در رابطه فوق، \bar{P} و \bar{U} فشار هیدرودینامیک و تغییر مکان پی در قلمرو زمان و P و U ، فشار هیدرودینامیک و تغییر مکان پی در قلمرو فرکانس هستند. با جایگذاری روابط (۲۵-۳) و (۲۶-۳) در

معادله انتشار موج هلمهولتز (یک بعدی) و ساده سازی آن دو رابطه زیر قابل حصول است:

$$\frac{d^2 P}{dy^2} + \frac{w^2}{C^2} P = 0 \quad (۲۷-۳)$$

$$\frac{d^2 u}{dy^2} + \frac{w^2}{C_b^2} u = 0 \quad (۲۸-۳)$$

که در آنها C و C_b به ترتیب سرعت انتشار امواج در محیط سیال و پی هستند. شرط مرزی

سینماتیکی و دینامیکی در کف مخزن به شکل زیر می باشند:

$$\frac{dP(0, w)}{dy} = r w^2 u(0, w) \quad (29-3)$$

$$P(0, w) = -E_b \frac{du}{dy}(0, w) \quad (30-3)$$

$$E_b = r_b C_b^2 \quad (31-3)$$

که در آنها E_b ، r_b و r به ترتیب جرم حجمی و مدول الاستیسیته مصالح پی و جرم حجمی

سیال می باشد. حل معادله (28-3) به شکل زیر است:

$$u(y, w) = A(w) \exp\left(\frac{iw}{C_b} y\right) + B(w) \exp\left(-\frac{iw}{C_b} y\right) \quad (32-3)$$

$$A(w) = -\frac{1}{2w^2} a_y + \frac{iw}{r_b C_b} P(0, w) \quad (33-3)$$

$$B(w) = -\frac{1}{2w^2} a_y \quad (34-3)$$

با جایگذاری سه رابطه اخیر در رابطه (29-3) و ساده سازی آن خواهیم داشت:

$$\frac{dP(0, w)}{dy} = -r a_y + \frac{1}{bC} i w P(0, w) \quad (35-3)$$

$$b = \frac{r_b C_b}{rC} \quad (36-3)$$

کمیت $r_b C_b$ را که حاصلضرب جرم مخصوص در سرعت انتشار موج است امپدانس اکوستیکی¹

محیط می نامند و b نسبت امپدانس اکوستیکی محیط پی به محیط مخزن است.

¹ Acoustic Impedance

اگر از مولفه قائم شتاب زمین (a_y) صرف نظر کنیم و تنها مولفه افقی زلزله مدنظر باشد رابطه

(۳-۳۵) در قلمرو زمان به شکل زیر خواهد بود:

$$\frac{d\bar{P}}{dy} = -\frac{1}{bC} \bar{P} \quad (3-37)$$

تعبیر فیزیکی رابطه فوق این است که در مرز کف مخزن یک گروه دیگر مستهلک کننده های

امواج فشاری - نظیر بالادست مخزن - قرار داده شده است.

۳-۴-۲-۳- شرط مرزی برای سطح آزاد مخزن (S4)

تحت ارتعاشات سازه در سطح مخزن (مرز S4) امواجی بوجود می آید که سطح مخزن را متلاطم

می سازد. معادله سطح آزاد مخزن را می توان به شکل $y = h(x, t)$ نشان داد.

در این صورت خواهیم داشت:

$$\frac{dh}{dt} - \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} = 0 \quad (3-38)$$

اگر جریان را غیرچرخشی فرض کنیم و تابع پتانسیل سرعت را نمایش دهیم رابطه (۴-۳۸) را

می توان بشکل زیر نوشت:

$$\left[\frac{\partial j}{\partial y} - \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial h}{\partial x} \frac{\partial j}{\partial x} \right]_{y=h} = 0 \quad (3-39)$$

رابطه فوق شرط مرزی سینماتیکی را در سطح مخزن بیان می کند. برای شرط مرزی دینامیکی

از رابطه برنولی کمک می گیریم:

$$\frac{\partial j}{\partial t} + \frac{1}{2} v^2 + gy + \frac{P}{\rho} = 0 \quad (3-40)$$

با صرف نظر کردن از ارتفاع نظیر سرعت نسبت به سایر جملات و نیز فرض فشار صفر در سطح

مخزن رابطه (۴۰-۳) به شکل زیر ساده می‌شود:

$$\left(\frac{\partial j}{\partial t} + gh\right)_{y=h} = 0 \quad (41-3)$$

با صرف نظر کردن از مولفه افقی سرعت سیال در سطح مخزن از ترکیب روابط (۳۹-۳) و (۴۱-۳)

شرط مرزی سطح مخزن بدست می‌آید:

$$\left[\frac{\partial j}{\partial y} + \frac{1}{g} \frac{\partial^2 j}{\partial t^2}\right]_{y=h} = 0 \quad (42-3)$$

رابطه فوق به شرط مرزی کوشی - پواسون موسوم است و دیدگاه لاگرانژی دارد. برای بیان این

شرط مرزی در دیدگاه اویلری از رابطه برنولی کمک می‌گیریم:

$$\left[\frac{\partial j}{\partial t} + gh - \frac{P}{r}\right]_{y=h} = 0 \quad (43-3)$$

اگر تنها فشار هیدرودینامیک در نظر باشد و از تاثیر فشار هیدرواستاتیک صرف نظر شده باشد، از

ترکیب روابط (۴۲-۳) و (۴۳-۳) رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\left[\frac{\partial P}{\partial y} + \frac{1}{g} \ddot{P}\right]_{y=h} = 0 \quad (44-3)$$

رابطه فوق به شرط مرزی کوشی - پواسون در دیدگاه اویلری موسوم است.

۳-۴-۲-۴- شرط مرزی بین سد و مخزن (S3)

در مرز مشترک بین سد و مخزن (مرز S3) بایستی شرط همسازی برقرار باشد و لذا باید سرعت نرمال ذرات سیال و سد با هم برابر باشند. از ساده کردن معادله ناویر-استوکس و اعمال شرط همسازی اخیر معادله زیر بعنوان شرط مرزی بین سد و مخزن قابل استخراج است.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -r \ddot{u}_n \quad (45-3)$$

که \ddot{u}_n شتاب وجه بالادست سد و در جهت نرمال n (بردار عمود بر سطح سد و بطرف خارج

سد) است.

۳-۴-۳- استخراج مدل FE محیط مخزن:

قبل از بیان چگونگی استخراج فرمولاسیون FE محیط مخزن لازم به توضیح است که توضیحات ذیل منطبق بر روش بکارگرفته شده توسط برنامه انسیس است که در این تحقیق از این برنامه جهت تحلیل استفاده شده است.

باانتخاب توابع شکل المان‌های مایع به عنوان تابع وزن و براساس روش ریتز -گالرکین بعد از ساده سازی معادله (۳-۱۷) به معادله زیر خواهیم رسید: (جزئیات کار مشابه قسمت ۳-۳ است که از

بیان آنها خودداری می‌شود)

$$\left[\int_{\Omega} \nabla^T N \nabla N d\Omega \right] P + \left[\frac{1}{C^2} \int_{\Omega} N^T N d\Omega \right] \ddot{P} - \int_{s_i} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds = 0 \quad (46-3)$$

$$P = \sum_{i=1}^m N_i P_i = NP \quad (47-3)$$

در معادلات فوق N تابع شکل المان‌های مایع، Ω معرف محیط داخل سیال و S_i معرف مرزهای سیال هستند که $\frac{\partial P}{\partial n}$ از قانون معینی تبعیت می‌کند.

انتگرال‌های داخل کرشه را با H و E_I نمایش می‌دهیم:

$$H = \int_{\Omega} \nabla^T N \nabla N d\Omega \quad (48-3)$$

$$E_I = \frac{1}{C^2} \int_{\Omega} N^T N d\Omega \quad (49-3)$$

H ماتریس شبه سختی و E_I ماتریس شبه جرم سیال است.

برای محاسبه جمله سوم رابطه (3-47) از شرایط مرزی محیط که در بخش 3-4-2 به آنها پرداختیم استفاده می‌کنیم .

$$\int_{S_i} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds = \sum_{i=1}^4 \int_{S_i} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds \quad (50-3)$$

S_1 تا S_4 مرزهای مختلف محیط سیال هستند که قبلاً تشریح شده اند

اکنون شرط‌های مرزی مذکور را دوباره برای فرمولاسیون FE بیان می‌کنیم.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{C} \dot{P} \quad \text{on } S1 \quad \text{-در مرزهای بالادست مخزن:}$$

$$-\int_{S1} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds = \frac{1}{C} \int_{S1} N^T N ds] \dot{P} \quad \text{on } S1 \quad (51-3)$$

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{bC} \dot{P} \quad \text{on } S2 \quad \text{-در مرز کف مخزن}$$

$$-\int_{S2} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds = \left[\frac{1}{bC} \int_{S2} N^T N ds \right] \dot{P} \quad \text{on } S2 \quad (52-3)$$

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{g} \ddot{P} \quad \text{on } S4 \quad \text{-در مرز سطح آزاد مخزن:}$$

$$-\int_{s4} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds = \left[\frac{1}{g} \int_{s4} N^T N ds \right] \ddot{P} \quad \text{on } S4 \quad (53-3)$$

انتگرال داخل کروشه در رابطه (53-4) را با E_2 نمایش می دهیم. E_2 ماتریس شبه جرم ناشی از امواج سطحی مخزن است.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -ra_{sn} \quad \text{on } S3 \quad \text{در مرز مشترک سد و مخزن:}$$

$$a_{sn} = na_s = n(N_s \ddot{u}_{tot}) \quad (54-3)$$

$$a_{sn} = nN_s (\ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad (55-3)$$

n بردار عمود بر مرز مشترک و a_s شتاب سد است. ماتریس N_s توابع شکل المانهای ساده و \ddot{u}_{tot}

شتاب کل گرههای سازه و \ddot{u} بردار شتاب نسبی گرههای سازه و \ddot{u}_g شتاب زمین است.

$$-\int_{s4} N^T \frac{\partial P}{\partial n} ds = r \left[\int_{s4} N^T n N ds \right] \ddot{u}_{tot} \quad (56-3)$$

نهایتاً دستگاه معادلات دینامیکی حاکم برانتشار امواج فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن به

شکل زیر نشان داده می شود:

$$E \ddot{P} + A \dot{P} + HP = R^f \quad (57-3)$$

$$E = E_1 + E_2 \quad (58-3)$$

$$E_1 = \frac{1}{C^2} \int_{\Omega} N^T N d\Omega \quad (59-3)$$

$$E_2 = \frac{1}{g} \int_{s3} N^T N ds \quad (60-3)$$

$$A = A_1 + A_2 \quad (61-3)$$

$$A_1 = \frac{1}{C} \int_{s1} N^T N ds \quad (62-3)$$

$$A_2 = \frac{1}{bC} \int_{s2} N^T N ds \quad (63-3)$$

$$H = \int_{\Omega} \nabla^T N \nabla N d\Omega \quad (64-3)$$

$$R_f = -rQ^T \ddot{u}_{tot} \quad , \quad \ddot{u}_{tot} = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad , \quad Q = \int_{s3} N_s^T n N ds \quad (65-3)$$

$$T = \int_{s4} N^T n N_s ds \quad (66-3)$$

در روابط فوق N_s و N به ترتیب توابع انترپولاسیون در المان‌های محیط سازه و سیال می‌باشند و n بردار عمود بر سطح مشترک بین سد و مخزن است. Q ماتریس اندرکنش پارامترهای g و C و b و r به ترتیب شتاب ثقل سرعت امواج فشار در محیط مخزن، ضریب انکسار امواج در فونداسیون و جرم حجمی سیال می‌باشند.

۳-۵- مدل عددی فونداسیون

جهت مدل کردن محیط فونداسیون نیز کاملاً از روش مذکور برای محیط سد استفاده شده است که در اینجا از بیان آن خودداری می‌شود. در این قسمت به بیان برخی فرضیات قابل اعمال در مدل ریاضی محیط فونداسیون و روش بکاربرده شده در این تحقیق می‌پردازیم. از آنجا که محیط فونداسیون تاثیر بسزائی بر روی پاسخ دینامیکی سدهای بتنی قوسی دارد ناگزیر از مدل کردن آن به شکل سه بعدی هستیم. بدلیل اینکه مصالح فونداسیون همانند بتن همگن نیستند و خواص مصالح در نقاط مختلف آن با هم تفاوت دارد و نیز مسائلی پیچیده همانند درزهای موجود در داخل سنگ،

فشار آب در داخل درزها در محیط سنگی فونداسیون وجود دارد. مدل کردن آن دقیقاً منطبق بر واقعیت کاری بسیار دشوار و پیچیده می‌باشد. با وجود تمامی این مشکلات تقریباً قابل قبولی که در این تحقیق نیز مورد استفاده قرار گرفته این است که مصالحی ایزوتروپیک با رفتار الاستیک خطی و مدول ارتجاعی مشخص، ضریب پواسون، میرایی چسبنده و چگالی معینی برای محیط فونداسیون در نظر گرفته شده است.

در تحلیل‌های دینامیکی سیستم‌های سد و مخزن و فونداسیون مشکلاتی در زمینه اعمال شتاب زمین به سیستم وجود دارد. رکوردهای زلزله‌ای که از محل استقرار سد در دسترس می‌باشد همگی از ثبت ارتعاشات در نقاط سطح زمین بدست آمده‌اند و اطلاعات درباره ارتعاشات نقاط در اعماق زمین بسیار کم و نادر است. بنابراین اعمال این رکوردهای ثبت شده در سطح زمین^۱ به مرزهای فونداسیون که در زیر سطح زمین و دور از نقاط اصلی ثبت رکورد ها قرار دارد، عملی همراه با خطای زیاد خواهد بود. یک راه مناسب برای حل این مشکل که سالها از آن جهت طراحی سدها استفاده شده است فرض بی جرم بودن فونداسیون^۲ است.

با این فرض تنها اثر سختی فونداسیون در تحلیل‌ها لحاظ می‌شود و ارتعاشات ورودی به مرزهای فونداسیون بدون هیچ گونه تشدید و تغییری به مرز بین سد و فونداسیون می‌رسند. یک اثر دیگر

¹ Free Field Records

² Massless Foundation

فرض فونداسیون بدون جرم این است که ارتعاشات سد توسط جرم پی تحت تاثیر قرار نمی‌گیرد و لذا موده‌های ارتعاشی فونداسیون خواص دینامیکی سد را تحت تاثیر قرار نمی‌دهند. در حالیکه اگر حجم بزرگی از فونداسیون با جرم در نظر گرفته شود فرکانس‌های طبیعی که از حل ارتعاش آزاد بدست خواهد آمد بسیار متمایل به فرکانس‌های طبیعی زمین خواهد بود و خصوصیات دینامیکی بدنه سد که هدف اصلی ما از این تحلیل‌هاست بدست نخواهد آمد.

لذا حالت کلی که دلیل اصلی فرض فونداسیون بدون جرم است عبارتند از:

الف- جلوگیری از اثرات انتشار موج در فونداسیون که ممکن است بطور مصنوعی سیگنالهای زلزله را تشدید کند.

ب- بدست آوردن خواص ارتعاشی بدنه سد که می‌تواند با در نظر گرفتن حجم زیادی از فونداسیون با جرم بشدت تحت تاثیر واقع شود. در این تحقیق هم روند اصلی مطالعات بر پایه فرض فونداسیون بدون جرم بنا شده است.

در نهایت معادله دینامیکی حاکم بر محیط سد و فونداسیون کاملاً مشابه معادله (۳-۱۶) است. با این تفاوت که ماتریس‌های جرم و میرائی و سختی در بر گیرنده ماتریس‌های محیط سد و فونداسیون بوده و نیروی خارجی به مرزهای فونداسیون اثر گذار خواهد بود.

۳-۶- معادلات اندرکنش حاکم برسد و مخزن

با مقایسه معادله حاکم بر سد (۳-۱۶) و معادله حاکم بر محیط مخزن (۳-۵۷) مشاهده می‌گردد

که این معادلات درگیر می‌باشند. بدین معنی که حل هر یک از آنها به تنهایی امکان‌پذیر نیست بلکه

پاسخ هر سیستم وابسته به پاسخ دیگری است.

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + Ku = -QP - M\{1\} \ddot{u}_g \quad (۳-۶۷)$$

$$E \ddot{P} + A \dot{P} + HP = -Q^T (\ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad (۳-۶۸)$$

دستگاه معادلات فوق را می‌توان بشکل ماتریس زیر نوشت:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ rQ^T & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & Q \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} M\{1\} \ddot{u}_g \\ rQ^T \ddot{u}_g \end{Bmatrix} = 0 \quad (۳-۶۹)$$

اگر بخواهیم معادلات ارتعاش آزاد (*Eigen Value*) را از معادلات فوق استخراج کنیم خواهیم داشت:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ rQ^T & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & Q \\ 0 & H \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = 0 \quad (۳-۷۰)$$

$$\left(- \begin{bmatrix} H & 0 \\ rQ^T & E \end{bmatrix} w^2 + \begin{bmatrix} k & Q \\ 0 & H \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (۳-۷۱)$$

در معادله (۳-۷۱) ماتریس *Eigen Value* مشاهده می‌شود همانطور که ملاحظه می‌شود ماتریس

ضرایب معادله فوق غیر متقارن هستند [۲].

فصل چهارم

بررسی اثرات غیرخطی شدن تحلیل سازه

۴-۱- مقدمه

اصولا رفتار غیر خطی سازه تحت سه دسته عامل ذیل ممکن است روی دهد

۱- تغییر وضعیت اجزای مختلف سازه.

۲- تغییرات هندسی قابل توجه سازه.

۳- کاربرد رفتار غیر خطی مواد.

دراین پایان نامه با استفاده از درز انقطاع در مدل سد، سیستم بخودی خود به استفاده اجباری از

تحلیل غیر خطی وادار گردیده است. چرا که ایجاد وضعیتهای گوناگون برای المانهای مجاور درز در

اعمال تغییرات سختی (مماسی و نرمال)، تغییر مکان دو وجه درزهای انقباض در هنگام باز وبسته

شدن و تغییر شرایط داخلی آن از یک طرف و ترک خوردگی در بیش مقداری تنش کششی بتن از

طرف دیگر مرتبا ایجاد تغییر در وضعیت سازه را می‌نماید که در ادامه همین فصل به تفصیل دراین

مورد ذکر می‌شود

در مورد تغییرات هندسی با توجه به نوع سازه بکار رفته، تغییرات هندسی (کرنشهای بالا و جابجایی‌های قابل توجه) آن‌چنان مطرح نیست لذا این گزینه در تحلیل این گونه مسائل کار برد ندارد. اما در باب استفاده از مواد دارای رفتار غیر خطی در تنش‌های بالا، قطعاً چون بتن دارای چنین شرایطی می‌باشد لذا نیاز است تا مختصری در این مورد و استفاده از مدل مناسب جهت اعمال شرایط غیر خطی آن در برنامه انسیس در این قسمت توضیحی داده شود.

۴-۲- مدل نمودن رفتار غیر خطی مواد [۱۰]

تعدادی از عوامل که به خواص مواد مربوط می‌شوند و می‌توانند باعث تغییر سختی سازه در حین انجام عمل آنالیز گردند، که از آن جمله است رابطه غیرخطی تنش - کرنش که شامل گزینه‌های زیر است:

- پلاستیسیته^۱، الاستیک چند خطی^۲ و فوق الاستیک^۳ که باعث تغییر سختی سازه تحت مقادیر مختلف بار می‌شوند.

- خزش^۴، ویسکو پلاستیک^۵ و ویسکو الاستیک^۶ که باعث می‌شوند شرایط غیر خطی مواد به مقادیر تنش، دما، سرعت بارگذاری و زمان آن وابسته شود.

1 Plasticity
2 Multilinear Elastic
3 Hyperelastic
4 Creep
5 Viscoplasticity
6 Viscoelasticity

با توجه به مصالح بکاررفته در مدل از میان شرایط فوق گزینه پلاستیسیته را مد نظر قرار داده و

گزینه‌های مختلف مواد پلاستیک بررسی می‌شود.

۴-۲-۱- پلاستیسیته

در بیشتر مواد معمول مهندسی رابطه تنش- کرنش تا مقدار تنشی که به "حد تناسب"^۱ معروف

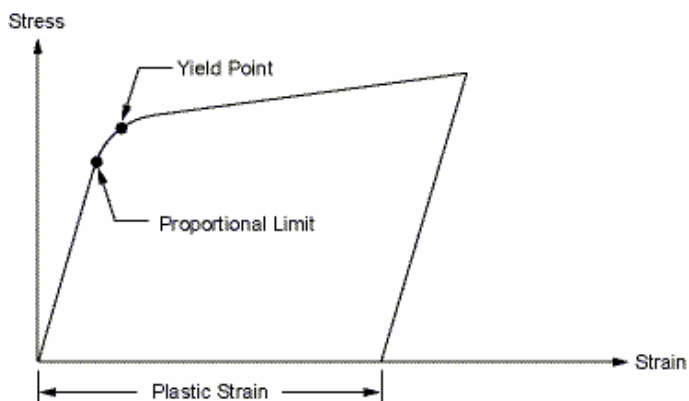
است، رفتار خطی از خود نشان می‌دهند. خارج از این محدوده رابط تنش کرنش غیر خطی می‌شود

ولی لزوماً غیر الاستیک نیست. رفتار پلاستیک با کرنش غیر قابل برگشت (هنگامی که تنش‌ها از مقدار

نقطه تسلیم^۲ ماده بیشتر می‌شوند شروع می‌شود) مشخص می‌شود. از آنجا که معمولاً تفاوت اندکی بین

دو نقطه تسلیم و حد تناسب وجود دارد برنامه انسیس، در آنالیز پلاستیک این دو نقطه را واحد فرض

می‌نماید.



شکل ۴-۱- نمودار تنش- کرنش معمول مواد

¹ Proportional Limit

² Yield Point

۴-۲-۲-گزین‌های پلاستیک مواد

اهم گزین‌های موجود در جهت توضیح رفتار پلاستیسیته در این بخش آمده‌اند.

سخت شونده‌گی^۱ که خود به دو بخش کینماتیکی و ایزوتروپی تقسیم می‌شود. تفاوت این دو در

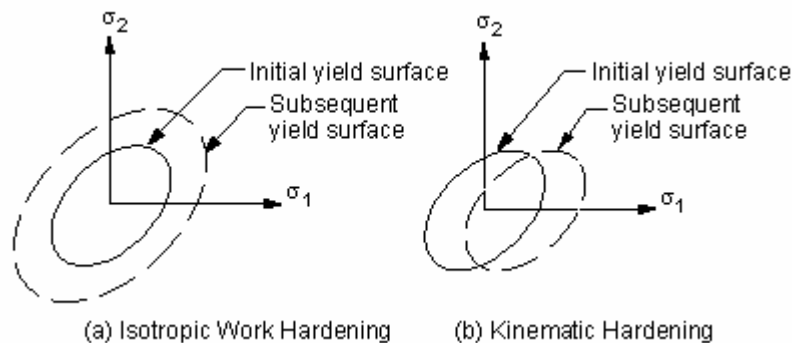
قانون سخت شونده‌گی آنها، یعنی تفاوت در تغییر وضعیت رویه‌های تسلیم در طی سخت شونده‌گی

می‌باشد. به این ترتیب که در حالت ایزوتروپی رویه تسلیم تنها با افزایش مقادیر در صفحه محورهای

متعامد تنش‌های اصلی روبرو می‌باشد، ولی در حالت کینماتیکی صفحه رویه تسلیم بدون تغییر در

مقادیر، تنها در صفحه تنش‌های اصلی جابه‌جا می‌شود. در ذیل شکل (۴-۲) مربوط به قوانین سخت

شونده‌گی دو حالت فوق مشاهده می‌شود.



شکل ۴-۲- قوانین سخت شونده‌گی ایزوتروپی و کینماتیکی

هر کدام از بخش‌های کینماتیکی و ایزوتروپی سخت شونده‌گی نیز خود به سه زیر دسته دو خطی،

چند خطی و غیر خطی تقسیم‌بندی می‌شوند.

¹ Hardening

- غیرهمسانگردی^۱

در این گزینه مواد می‌تواند رفتار دو خطی تنش - کرنش خود را در هر سه جهت X ، Y و Z

متفاوت از یکدیگر در نظر بگیرد.

- دراکر - پراگر^۲ (DP)

این گزینه برای مواد دانه‌ای که اجزا آن با یکدیگر در حالت اصطکاک (مالش) قرار دارند به کار

می‌رود (مثل خاک، سنگ و بتن). این روش از مخروط خارجی رویه تسلیم قانون موهر - کولمب

استفاده می‌نماید.

هر مدل پلاستیک الزاما دارای عوامل زیر است :

۱- معیار تسلیم اولیه در فضای تنش که مشخص می‌سازد در چه سطح تنشی تغییر شکل

پلاستیک شروع می‌شود.

۲- قانون سخت شوندگی که تغییرات سطح بارگذاری و تغییرات خصوصیات سخت شوندگی

مصالح را طی جریان پلاستیک تعریف می‌کند.

۳- قانون جریان^۳ که رابطه نمو تنش - کرنش پلاستیک را مشخص می‌سازد.

¹ Anisotropic

² Drucker-Prager

³ Flow Rule

در ذیل جدول گزینه‌های مربوط به رفتار پلاستیسیته مواد و معیار تسلیم آنها نشان داده

شده‌است.

جدول ۴-۱- خلاصه گزینه‌های مربوط به رفتار پلاستیسیته مواد و معیار تسلیم آنها [۱۰]

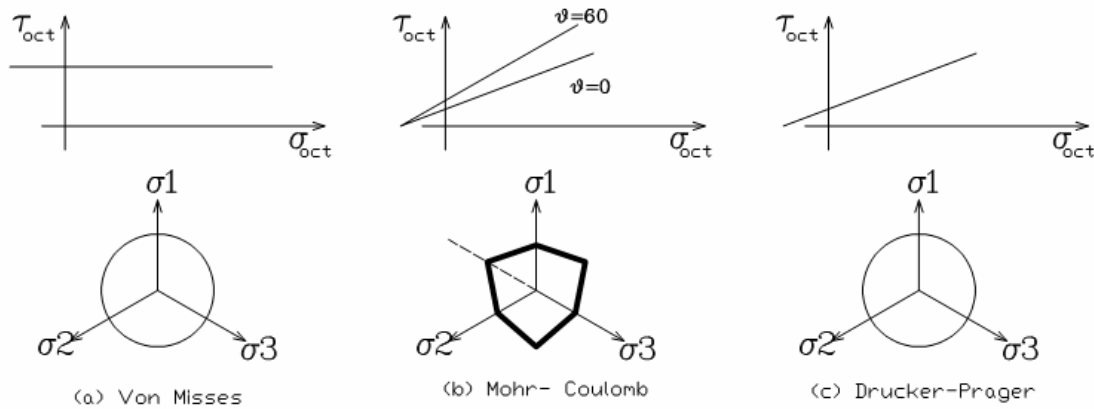
نام	نام مخفف	معیار تسلیم	قانون جریان	سخت شوندگی
Bilinear Isotropic Hardening	BISO	von Mises/Hill	associative	work hardening
Multilinear Isotropic Hardening	MISO	von Mises/Hill	associative	work hardening
Nonlinear Isotropic Hardening	NLISO	von Mises/Hill	associative	work hardening
Classical Bilinear Kinematic Hardening	BKIN	von Mises/Hill	associative (Prandtl-Reuss equations)	kinematic hardening
Multilinear Kinematic Hardening	MKIN/KINH	von Mises/Hill	associative	kinematic hardening
Nonlinear Kinematic Hardening	CHAB	von Mises/Hill	associative	kinematic hardening
Anisotropic	ANISO	modified von Mises	associative	work hardening
Drucker- Prager	DP	von Mises with dependence on hydrostatic stress	associative or non-associative	none
Extended Drucker-Prager	EDP	von Mises with dependence on hydrostatic stress	associative or non-associative	work hardening

از رویه موهر - کولمب غالباً بعنوان رویه گسیختگی بتن و از رویه دراگر - پراگر برای بررسی

رفتار خاک استفاده می‌شود. رویه دراگر - پراگر دو نقیصه اصلی در مدل‌سازی بتن دارد.

- رابطه خطی تنش قائم و برش اکتاهدرال

- مستقل بودن از زاویه تشابه q



شکل ۴-۳- رویه های مرسوم گسیختگی بتن

هر چند که برنامه انسیس از رویه تسلیم موهر - کولمب به عنوان رویه تسلیم مناسب برای بتن بهره نمی برد، ولی می توان با تمهیداتی که در برنامه نیز لحاظ شده است از رویه دراکر - پراگر بدین منظور استفاده کرد. [۴].

Drucker-prager → *Von - Misses*

که از تنش های هیدرواستاتیک در تسلیم مصالح استفاده شده است و توانایی در نظر گرفتن قانون جریان مرتبط یا غیرمرتبط را دارد. ولی از هیچ قانون سخت شوندگی استفاده نمی کند و در حقیقت مصالح را بصورت الاستو - پلاستیک کامل^۱ در نظر می گیرد.

با توجه به مطالب ذکر شده و با عنایت به بکارگیری رویه تسلیم دراکر-پراگر برای رفتار غیرخطی بتن توسط امیدی [۴] و دریافت جواب های مناسب در مدل های آزمایشی در این تحقیق نیز از همین رویه استفاده شده است.

¹ Perfect Elasto-Plastic

وی همچنین با ساخت مدل مکعب بتنی به ابعاد 1^*1^*1 و اعمال یک تغییرمکان مشخص در راستای محور X به یکی از سطوح آن، مدل را با هر دو رویه داخلی و خارجی دراکر-پراگر مورد آزمایش و تحلیل قرار داد که در نهایت رویه تسلیم دراکر-پراگر با مخروط خارجی را برای بررسی رفتار غیر خطی بتن در نظر گرفت.

جهت یافتن مقادیر مورد نیاز برای تعیین مشخصات لازم رویه دراکر-پراگر با توجه به خصوصیات

بتن در نظر گرفته شده داریم :

$$j = \text{ArcSin}\left(\frac{f'_c - f'_t}{f'_c + f'_t}\right) \quad (1-4) \text{ زاویه اصطکاک داخلی}$$

$$c = \left(\frac{f'_c f'_t}{f'_c - f'_t}\right) \text{Tanj} \quad (2-4) \text{ ضریب چسبندگی}$$

که در آن f'_t و f'_c بترتیب مقاومت کششی و مقاومت فشاری بتن می‌باشند.

۴-۳- طبقه بندی عمومی مسائل تماسی^۱ (دو جسم در تماس با یکدیگر)

مسائل تماسی در دو طبقه عمومی دسته بندی می‌شوند. تماس صلب^۲ به انعطاف‌پذیر^۳ و

انعطاف‌پذیر به انعطاف‌پذیر. در حالت اول (صلب به انعطاف‌پذیر) یکی یا بیشتر از یکی از صفحات

صلب عمل می‌نماید. یعنی آن صفحه در برابر تغییر شکل در مقایسه با تغییر شکل جسم در تماس با

آن، سختی بسیار بالاتری دارد. عموماً هر زمانی یک ماده نرم در تماس با یک ماده سخت قرار گیرد،

¹ Contact Problem

² Rigid

³ Flexible

مساله در طبقه یک لحاظ می‌شود. بسیاری از مسائل تغییر شکل فلزات در این دسته قرار می‌گیرند. اما دسته دوم انعطاف‌پذیر به انعطاف‌پذیر می‌باشد که استفاده از آن نیز بیشتر معمول می‌باشد. در این مورد هر دو جسم که در تماس با یکدیگرند، تغییر شکل‌پذیرند یعنی هر دو سختی یکسانی دارند.

۴-۳-۱- قابلیت های تماسی برنامه انسیس

نرم افزار انسیس ویرایش یازده پنج نوع از مسائل تماسی را دربردارد. گره به گره-گره به صفحه- صفحه به صفحه- خط به خط و خط به صفحه. هر نوع از این مدل‌ها المان‌های خاص خود را در برنامه انسیس دارا هستند و برای هر نوع مساله از المان‌های خاص آن می‌بایست استفاده کرد. جدول (۲-۴) المان‌های تماسی و خصوصیات هر کدام را به اختصار نشان می‌دهد.

با توجه به نوع مساله‌ای که در این تحقیق آمده‌است و با محدود شدن به حالت سه بعدی (3D)، گزینه‌هایی که قابل انتخاب شدن می‌باشند به *CONTA173,174* و *TARGE170* محدود می‌شود. برای ساختن یک جفت صفحه در حال تماس با هم (مثل دو سطح متقابل درز انقباض در سد بتنی) می‌بایست ثوابت حقیقی با شماره واحدی را به هر دو المان *Contact* و *Target* اختصاص داد.

المان‌های سطح به سطح چندین مزیت نسبت به المان گره به گره دارند که از آن جمله‌اند:

§ المان‌های با درجات بالا و پایین را برای سطوح *Contact* و *Target* دربردارد. (به عبارت دیگر

المان‌هایی با گره در گوشه‌ها و یا المان با گره در گوشه‌ها و در وسط اضلاع المان).

جدول ۴-۲- خلاصه قابلیت‌های المان‌های تماسی برنامه انسیس [۱۰]

Contact Element No.	Node-to-Node			Node-to-Surface	Surface-to-Surface		Line-to-Line	Line-to-Surface
	12	52	178	175	171, 172	173, 174	176	177
Target Element No.				169, 170	169	170	170	170
2-D	Y		Y	Y	Y			
3-D		Y	Y	Y		Y	Y	Y
Sliding	small	small	small	large	large	large	large	large
Cylindrical Gap	Y		Y					
Pure Lagrange Multiplier			Y	Y	Y	Y	Y	Y
Augmented Lagrange Multiplier			Y	Y	Y	Y	Y	Y
Lagrange Multiplier on Normal and Penalty on Tangent			Y	Y	Y	Y	Y	Y
Internal Multipoint Constraint (MPC)				Y	Y	Y	Y	Y
Contact Stiffness	user-defined	user-defined	semi-auto	semi-auto	semi-auto	semi-auto	semi-auto	semi-auto
Auto-meshing Tools	EINTF	EINTF	EINTF	ESURE	ESURE	ESURE	ESURE	ESURE
Lower-Order	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y
Higher-Order				Y (2-D only)	Y	Y	Y	Y
Rigid-Flexible	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y
Flexible-Flexible	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y
Thermal Contact				Y	Y	Y		
Electric Contact				Y	Y	Y		
Magnetic Contact				Y	Y	Y		

§ برای اهداف معمول مهندسی مثل فشارهای عمودی و تنش‌های اصطکاکی خروجی‌هایی تهیه

می‌نماید که شامل سختی‌های میانگین دو صفحه می‌باشد.

§ محدودیتی برای شکل سطح *Target* ندارد.

در نهایت از میان گزینه‌های انتخاب شده با توجه به اینکه تنها تفاوت موجود بین المان‌های

CONTA173 و *CONTA174* در تعداد نودهای موجود در هر المان می‌باشد و از آنجا که این نوع

المانها بر المانهای پایه مش بندی شده مدل بدنه می نشینند و با توجه به نوع المانهای انتخاب شده در مش بندی بدنه سد که در این تحقیق از المانهای *TARGE170* و *CONTA173* به منظور تعریف سطوح درز انقطاع استفاده شده است، گزیده می شوند.

۴-۳-۲- المانهای تماسی سطح به سطح [۱۰]

در مسائلی که با دو مرز که با یکدیگر در تماسند یکی از مرزها بصورت قراردادی، سطح *Target* و دیگری سطح *Contact* نامیده می شود. اگر مساله از نوع تماس صلب به انعطاف پذیر بود، همواره سطح صلب بعنوان سطح *Target* انتخاب می شود و سطح تغییر شکل پذیر بعنوان سطح *Contact* . در تماس انعطاف پذیر به انعطاف پذیر همانند مساله ای که در این تحقیق پیش رو می باشد هر دو سطح *Contact* و *Target* با بدنه تغییر شکل پذیر شرکت می کنند. این دو سطح با یکدیگر ”زوج اتصال” را تشکیل می دهند.

۴-۳-۱- حل گام به گام مساله تماسی

گامهای اصلی برای اجرای تحلیل مساله تماسی صفحه به صفحه که بطور عام می بایست انجام شود در زیر آمده است.

۱- ساخت مدل هندسی و مش بندی آن

ابتداء، مدل مورد نظر (در اینجا سد بتنی) از لحاظ هندسی ساخته شده، نوع المانهای آن مشخص، خواص مواد به آن اختصاص داده و سطحها یا حجمهای آن بطور مناسب مش بندی می شود.

۲- تعریف زوج‌های در حال تماس

در اینجا باید مشخص شود که تماس بین دو سطح در مدل در حین تغییرشکل مدل در کدام قسمت روی می‌دهد. در این تحقیق دو سطح ایجاد شده در بدنه سد که با بریدن بدنه سد توسط یک صفحه حادث شده‌اند، به عنوان زوج در حال تماس پذیرفته و نامگذاری می‌شود. (دو سطح درز انقطاع)

۳- تعیین سطوح *Contact* و *Target*

المان *Contact* در مقابل نفوذ به المان‌های *Target* مقید شده‌اند. بهر حال المان‌های *Target* می‌توانند به داخل المان‌های *Contact* داخل شوند در این قسمت شرایط خاصی تعیین می‌کنند که کدامیک از سطوح بعنوان *Target* و کدامیک بعنوان *Contact* باشند. همانطور که قبلاً ذکر شد با توجه به شرایط یکسان دو سطح در این مساله تفاوتی در این انتخاب نیست.

۴- تعریف سطح *Target*

با توجه به شرایط مساله و انعطاف‌پذیر بودن سطح *Target* می‌توان با اعمال دستور *ESURF* المان‌های *Target* را در مرزهای مش‌های موجود در مدل تولید نمود.

۵- تعریف سطح *Contact*

همانگونه که ذکر شده با توجه به شرایط مساله المان *CONTA173* با توجه به نوع المان بکار رفته در بدنه سد (*SOLID65*) و وجود گره‌های آن المان در گوشه‌های آن، برای سطح *Contact*

انتخاب می‌شود. همانند سطح *Target* براحتی با اعمال دستور *ESURF* البته بعد از تعیین نوع المان

آن و هندسه (که هندسه نیازی به تعریف ندارد) می‌توان المان‌های *Contact* را تولید نمود.

۶- تعیین ثوابت حقیقی و گزینه‌های خاص مربوط به سطوح تماس :

یکی از مهم‌ترین قسمت‌های تعریف درز انقطاع بوسیله المان‌های *Contact* مربوط به همین

بخش می‌باشد.

برنامه انسیس چندین ثابت حقیقی و گزینه راهنما جهت کنترل رفتار تماس با استفاده از

المان‌های تماسی سطح به سطح را داراست.

ثوابت حقیقی:

دو ثابت $R1$ و $R2$ برای تعیین هندسه المان‌های سطحی *Target* استفاده می‌شوند که در این

تحقیق مورد نیاز نیستند.

جدول (۳-۴) لیست کامل ثوابت حقیقی *Target* مورد نیاز و مقدار پیش‌فرض آنها توسط برنامه

آمده‌است که متعاقباً در مورد ثوابت حقیقی کارا صحبت می‌شود.

جدول ۴-۳- ثوابت حقیقی المان‌های درز در برنامه انسیس

ردیف	ثابت حقیقی	کاربرد	مقدار پیش فرض برنامه
1	R1 & R2	تعریف هندسی المانهای Target و Contact	--
2	FKN	تعریف ضریب سختی عمودی تماس	1,0
3	FTOLN	ضریبی که براساس ضخامت المان بنا شده و برای محاسبه مقدار نفوذ مجاز بکار می‌رود.	0,1
4	ICONT	تعریف ضریب میزان اولیه بسته بودن درز	0,0
5	PMAX&PMIN	تعریف میزان نفوذ مجاز برای نفوذ اولیه	0,0&0,0
6	TAUMAX	ماکزیمم اصطکاک تماسی را مشخص می‌کند.	1,0E+20
7	CNOF	مقدار فاصله مثبت یا منفی اعمال شونده بین دو سطح تماس را مشخص می‌کند	0,0
8	FKOP	ضریب سختی اعمال شونده را زمانی که درز باز است مشخص می‌کند و یا ضریب میرایی را برای تماس استاندارد تعیین می‌کند.	1,0&0,0
9	FKT	ضریب سختی مماسی درز را تعیین می‌کند	1,0
10	COHE	مقاومت چسبندگی در مقابل لغزش را مشخص می‌نماید.	0,0
11	FACT	نسبت ضریب اصطکاک استاتیکی یا دینامیکی را بیان می‌کند.	1,0
12	SLTO	طول و فاصله لغزش ماکزیمم را کنترل می‌نماید. وقتی که MU غیر صفر بوده و ضریب مماسی تماس (FKT) در هر بار تکرار به روز شده باشد. KEPOPT(10)=1or2 یا وقتی KEYOPT2=3 باشد.	1%

استفاده از مقادیر مثبت یا منفی برای ثوابت حقیقی دارای معنای متفاوتی در برنامه انسیس

می‌باشد با این ترتیب که برنامه انسیس مقادیر مثبت را بعنوان ضریب تناسب و مقادیر منفی را بعنوان

عدد مطلق تفسیر می‌نماید. بعنوان مثال عدد ۰،۱ برای ICONT نشان می‌دهد که ضریب میزان بسته

بودن درز در شرایط اولیه برابر با ۰،۱ ضربدر عمق المان پایه المان تماس می‌باشد و عدد ۰،۱- نشان

دهنده، تنظیم واقعی باند به مقدار ۰،۱ واحد طول آن می‌باشد. وقتی که KEYOPT(10) برابر با ۱،۰

و یا ۲ باشد همه تنظیمات وابسته به درز در همه المان‌های زوج تماسی معدل گیری می‌شود.

گزینه‌های راهنمای المانها:

هر المان تماس شامل چندین *Keyoption* می‌باشد. توصیه می‌شود تا حد امکان از تنظیمات پیش فرض استفاده شود که برای اکثر مسائل تماسی مناسب می‌باشد. برای چند کاربرد ویژه می‌توان مقادیر پیش فرض را باز نویسی نمود و تغییر داد. گزینه‌های راهنمای المان اجازه می‌دهند تا رفتار درز در چندین وضعیت زیر کنترل شود.

۱- انتخاب درجات آزادی گره‌ها. *KEYOPT(1)*

۲- انتخاب الگوریتم حل مساله. *KEYOPT(2)*

۳- تعیین موقعیت نقاط تماس یافته (مکان یابی نقاط برقراری تماس). *KEYOPT(4)*

۴- تنظیمات اتوماتیک *CNOF*. *KEYOPT(5)*

۵- بازه تغییرات سختی تماس. *KEYOPT(6)*

۶- تنظیمات گامهای زمانی حل مساله. *KEYOPT(7)*

۷- انتخاب تماس نامتقارن. *KEYOPT(8)*

۸- اثر فاصله و یا نفوذ اولیه. *KEYOPT(9)*

۹- بروز رسانی مقادیر سختی تماس. *KEYOPT(10)*

۱۰- اثر ضخامت پوسته. *KEYOPT(11)*

۱۱- رفتار سطوح تماس از نقطه نظر زبری، چسبندگی و... *KEYOPT(12)*

انتخاب الگوریتم حل مساله. *KEYOPT(2)*

برای المان‌های تماسی صفحه به صفحه برنامه انسیس چند روش مختلف را پیشنهاد می‌کند.

§ روش جریمه.

§ روش لاگرانژ پیش رونده (تکمیل شونده)

§ ضریب لاگرانژ برای تماس نرمال و جریمه برای مماسی

§ ضریب لاگرانژ خالص برای تماس عمودی و مماسی

§ قید چند نقطه‌ای داخلی

روش جریمه: با استفاده از فنر، بین دو صفحه تماس ارتباط برقرار می‌کند. سختی فنر، سختی

المان نامیده می‌شود. این روش از مقادیر ثوابت حقیقی زیر استفاده می‌کند. *FKN* و *FKT* برای همه

مقادیر اولیه نفوذ یا فاصله سطوح تماس به اضافه اینک *FTOLN* و *SLTO* را تنها برای مقادیر خاصی

از نفوذ یا فاصله مزبور.

روش لاگرانژین¹ پیش‌رونده: (که پیش فرض مساله نیز می‌باشد) سریهای تکرار شونده روش

جریمه هستند. کشش‌های تماس (فشار و تنش‌های اصطکاکی) در حین انجام تکرارها تکمیل

می‌شوند با توجه به این مطلب باید نفوذ نهایی از مقدار تolerانس *FTOLN* مجاز کمتر باشد. درمقایسه

با روش جریمه این روش معمولاً شرایط بهتری را ایجاد می‌کند و حساسیت کمتری نسبت به اندازه

¹ Progressive Lagrange

سختی تماس دارد. بهر حال ممکن است در چندین تحلیل روش لاگرانژین پیش رونده نیاز به تکرارهای اضافی نسبت به روش جریمه داشته باشد به ویژه اگر مش بندی تغییر شکل یافته و زیاد عوض شده باشد.

روش ضریب لاگرانژین خالص¹ مقدار نفوذ صفر را زمانی که درز تماس بسته است و مقدار لغزش صفر را وقتی که چسبندگی تماس روی می دهد اعمال می کند. این روش نیاز به سختی تماسی (FKN و FKT) ندارد و به جای آن نیاز به پارامترهای بیشتری برای ایجاد شرایط پایدار تماس دارد. این روش اغلب هزینه های محاسباتی (زمان محاسبه) را نسبت به روش لاگرانژین پیش رونده افزایش می دهد.

روش دیگر استفاده از روش ضریب لاگرانژین برای سختی نرمال تماس و روش جریمه برای سختی مماسی تماس جهت صفحه تحت اصطکاک می باشد. این روش نفوذ صفر را در نظر گرفته و اجازه مقدار کوچکی لغزش را به تماس می دهد، که نیاز به پارامترهای کنترل برخورد ($TNOLN$ و $TNOLP$) دارد و همچنین نیاز به پارامتر مقدار حداکثر مجاز لغزش الاستیک دارد ($SLTO$)

روش دیگر الگوریتم قیود چند نقطه ای داخلی (MPC) است و در شرایطی که سطوح تماس

کاملاً چسبیده باشند و هیچ جدایی بین سطوح تماس رخ ندهد، بکار می رود.

¹ Pure Lagrange Multiplier Method

تعیین سختی سازه و نفوذ مجاز

مقدار نفوذ بین سطوح *Contact* و *Target* که مورد نیاز روش‌های لاگرانژ پیش‌رونده و جریمه هستند بستگی به سختی قائم (عمودی) دارد و مقدار لغزش در اتصال چسبنده بستگی به مقدار سختی مماسی دارد. مقادیر بالای سختی، مقدار نسبت نفوذ به لغزش را کاهش می‌دهند ولی می‌توانند شرایط بدی را برای ماتریس سختی عمومی سازه و همگرایی جوابها بوجود بیاورند. مقادیر سختی پایین می‌توانند مساله را به یک مقدار قطعی از نفوذ نسبت به لغزش برسانند و یک جواب نادرست را باعث شوند. مطلوب این است که نیاز به یک مقدار سختی بالا کافی است تا نسبت نفوذ به لغزش را تا حد قابل قبولی کاهش دهد ولی سختی پایین کافی به مساله را کمک می‌کند تا در همگرایی‌ها بهتر عمل نماید.

برنامه انسیس مقادیر پیش‌فرض برای سختی‌های (*FKN* و *FKT*) و نفوذ مجاز (*SLTO*) را در نظر می‌گیرد. در بسیاری موارد نیاز است که سختی تماس تعریف شود. بعلاوه توصیه می‌شود در گزینه مربوط به بروز شدن مقادیر سختی، اجازه داده شود که برنامه بصورت اتوماتیک آنها را تغییر دهد.

به کار بردن *FTOLN* و *FKN*

برای مسائل معین تماسی ممکن است که از *FKN* برای تعریف عامل سختی تماس عمودی استفاده شود. بازه معمول این عامل بین ۰،۱ و ۱،۰ با مقدار پیش‌فرض ۱،۰ می‌باشد. این مقدار برای

تغییر شکل *Bulk* مناسب است. توصیه می‌شود که اگر تغییر شکل خمشی حاکم شد از مقداری کوچکتر از ۱،۰ استفاده شود .

تذکر: مقدار پیش فرض سختی نرمال از مقادیر اولیه ورودی جهت خواص مصالح بکار رفته استفاده می‌نماید.

برای استفاده از *FTOLN* (ضریب تفرانس قابل اعمال در جهت عمود بر صفحه تماس) بازه کمتر از ۱،۰ اعمال می‌شود (معمولا کمتر از ۰،۲) با مقدار پیش فرض ۰،۱ و بر پایه اندازه عمق جسم که قرار است صفحه‌ای از آن بعنوان صفحه تماسی انتخاب شود بنا شده است. سازگاری تماس هنگامی که نفوذ در صفحه تماس در مقدار مجاز آن (*FTOLN* برابر عمق المان‌های جسم مینا) باشد، مناسب و برقرار است.

به کار بردن *SLTO* و *FKT*

برنامه انسیس بطور اتوماتیک مقدار پیش فرضی را برای سختی مماسی اتصال تعریف می‌کند که متناسب با *MU* و سختی عمودی اتصال (*FKN*) است این مقدار سختی مماسی بستگی به مقدار پیش فرض $FKT=1,0$ دارد. مقدار ثابت حقیقی *SLTO* برای کنترل بیشترین مقدار لغزش اتصال، زمانی که مقدار *FKT* در هر تکرار اصلاح می‌شود، بکار می‌رود. برنامه انسیس مقدار تفرانس پیش فرضی را برای این منظور که در بیشتر موارد بخوبی عمل نماید تولید می‌نماید. البته می‌توان مقدار ثابت *SLTO* را بجای مقادیر پیش فرض آن (۱٪ میانگین طول تماس در هر جفت صفحه) وارد

نمود. مقادیر بالا میزان همگرایی را بالا می‌برد ولی دقت جوابها به خطر می‌افتد. بر اساس تلسانس میزان فشار قائم موجود و ثابت اصطکاک، مقدار سختی مماسی اتصال بصورت اتوماتیک بدست می‌آید.

تذکر: عموماً، سختی‌های اتصال (FKN و FKT) دارای واحد نیرو بر مکعب طول می‌باشند.

تنظیم بروزسانی مقادیر سختی ($KEYOPT(10)$)

مقادیر سختی‌های نرمال و مماسی اتصال در طی هر بخش از تحلیل به روز می‌شوند. $KEYOPT(10)$ مقرر می‌کند که این مقادیر چگونه زمانی که از الگوریتم‌های جریمه و یا لاگرانژ پیش رونده استفاده می‌شود تغییر کنند. در بسیاری موارد توصیه می‌شود که به برنامه اجازه داده شود به صورت اتوماتیک آنها را اصلاح نماید.

روش‌های مختلف بروز شدن عبارتند از:

۱- اگر مقادیر FKN و FKT توسط کاربر وارد شوند برنامه بعد از هر بارگذاری مقادیر سختی را

اصلاح می‌نماید. مقدار پیش فرض سختی تماس با ضخامت المان جسم پایه و خواص مصالح آن تعیین می‌شود.

۲- در این روش که روش قبل را نیز پوشش می‌دهد سختی نرمال بعد از هر گام که بر پایه

میانگین تنش‌های المان‌های جسم پایه می‌باشد و همچنین با مقدار نفوذ مجاز، بروز می‌شود. سختی

مماسی نیز بعد از هر تکرار بر اساس میزان فشار تماس، MU و لغزش مجاز بروز می‌شود.

۳- این روش نیز روش‌های قبل را پوشش می‌دهد. سختی نرمال بعد از هر تکرار بر اساس میانگین

تنش المان‌های جسم پایه و مقدار نفوذ مجاز، بروز می‌شود. سختی مماسی اتصال نیز بعد از هر تکرار بر اساس فشار، MU و میزان لغزش مجاز تغییر می‌کند.

۴- این گزینه مانند روش شماره ۱ می‌باشد، با این تفاوت که سختی و سایر تنظیمات آن در طول

جفت المان‌های تماس میانگین گیری نمی‌شود.

۵- این گزینه مانند روش شماره ۲ می‌باشد، با این اختلاف که سختی و سایر تنظیمات آن در

طول جفت المان‌های تماس میانگین گیری نمی‌شود.

۶- این گزینه مانند روش شماره ۳ می‌باشد، با این فرق که سختی و سایر تنظیمات آن در طول

جفت المان‌های تماس میانگین گیری نمی‌شود.

تنظیم بازه تغییرات سختی $KEYOPT(6)$:

روش پیش فرض برای بروز کردن سختی نرمال برای بیشتر کاربردها مناسب است. بهر حال بازه

تغییرات سختی ممکن است آنچنان گسترده نباشد که بتواند هرگونه وضعیت مشخص و قطعی تماس

را شامل شود. در مورد تفرانس نفوذ بسیار کوچک، اغلب سختی نرمال بالاتری مورد نیاز است. بعلاوه

اینکه برای پایداری شرایط داخلی اتصال و جلوگیری از حرکات جسم صلب، سختی نرمال کوچکی

مورد تقاضا است.

تغییرات سختی‌ای که اجازه داده می‌شود برای تماس صورت پذیرد تا مقدار سختی آن را بالا ببرد، زمانی بروز می‌شود که $KEYOPT(10) > 0$ باشد و از بازه مقادیر مجاز بهینه جهت محاسبه سختی استفاده می‌شود. برای افزایش بازه تغییرات سختی می‌توان $KEYOPT(6)$ را تغییر داد تا به مقادیر سختی مجاز مناسب اسمی یا محافظه کارانه دست یافت.

سایر تنظیمات مورد نیاز و یا مقادیر مورد نیاز و کاربردی موجود و یا پیش فرض برنامه انسیس با توجه به شرایط مساله از میان گزینه‌های موجود انتخاب گردیده و در گزینه‌ها و ثوابت حقیقی مرتبط با مدل در حال انجام این تحقیق مورد استفاده قرار می‌گیرد. در نهایت نیز اگر شرایط مرزی ویژه‌ای مورد نظر بود، به کار گرفته شده و مساله جهت بارگذاری آماده می‌گردد.

فصل پنجم

بررسی اثر میرایی امواج در مرزها

۵-۱- مقدمه

فرمول‌بندی پیچیده اندرکنش سد و آب مخزن در تحلیل سدهای قوسی، ترمهای فشار هیدرودینامیک وابسته به فرکانس را در معادلات حرکت که بعنوان جرم افزوده، نیروی افزوده و میرایی افزوده شناخته می‌شوند مطرح می‌نماید [۲۶]. مولفه‌های جرم افزوده بر اندرکنش آب و سد تاثیر می‌گذارد و فرکانس‌های ارتعاش سد را کاهش می‌دهد. بویژه اینکه فرکانس‌های ارتعاش سد با مود اولیه (پایه) آن متناظر می‌باشد.

کاهش فرکانس‌های ارتعاش به ترتیب بر عرض طیف پاسخ و بنابراین بر نیروی اینرسی زلزله اثر می‌گذارد. مولفه‌های نیروی افزوده برهم کنش آب و سد، پاسخ و واکنش سد را در سطح بالادست و در مقابل حرکات عمودی زمین افزایش می‌دهد ولی باعث کاهش اندازه پاسخ سد در حین حرکات زمین در جهت قوس سد^۱ می‌شود چرا که نیروی افزوده برای جهت قوس‌های سد با نیروی اینرسی موثر زلزله در فازهای مخالف می‌باشد و هم‌فاز نیستند. مولفه‌های میرایی افزوده روابط برهم کنش آب

¹ Cross-Stream

و سد که از جذب انرژی در مرزهای مخزن حاصل می‌شود، پاسخ رزونانس^۱ (تشدید) پایه را در طی جریان در بالادست و مولفه‌های عمودی حرکات زمین کاهش می‌دهد ولی باعث افزایش مختصری در واکنش سد برای مولفه‌های امتداد قوس‌های سد می‌شود. بهر حال، اثر خالص کاهش کلی پاسخ و واکنش سد می‌باشد. در فرکانس‌های تحریک بالا، که میرایی افزوده به انرژیهای امواج فشار هیدرودینامیک برگشتی که در جهت بالادست سد گسترده و پخش می‌شوند غلبه می‌کند، باعث کاهش واکنش سد تحت شرایط سد با مخزن خالی برای همه مولفه‌های حرکت زمین می‌شود. [۲۶]

در فصل سوم در مورد روش‌های تحلیلی و استخراج فرمولاسیون عددی قلمرو مخزن و بررسی نحوه محاسبه جذب امواج در مرزها بروش عددی اطلاعاتی ذکر شد.

۵-۲- بررسی میرایی مرزهای مخزن

قسمتی از امواج آکوستیک فشار هیدرودینامیک هنگامی که در تماس و برخورد با مرزهای مخزن سد قرار می‌گیرند، به داخل حجم آب منعکس می‌شوند و قسمتی از آن نیز توسط مواد مرزها (کناره‌ها و کف) جذب می‌شود (مستهلک می‌شود). استهلاک جزئی مرزهای مخزن با ضریب انکسار (شکست، میرایی) که با " m " نامیده شده نشان داده می‌شود که در واقع نسبت مقدار دامنه موج مستهلک شده، به کل دامنه موج می‌باشد. بازه تغییرات ضریب شکست بین اعداد ۱ و ۰-۱ می‌باشد که

¹ Resonance

عدد ۰ بیانگر برگشت کامل موج (مرز صلب و جذب صفر) و در واقع نشان دهنده این مطلب است که موج برخورد کرده با مرز کاملاً (۱۰۰٪) به درون مخزن برگشت یافته است.

عدد ۱ با جذب کامل انرژی توسط مرزها و عدم انعکاس آنها به درون مخزن مطابق بوده و عدد ۱- بیانگر آنست که برگشت کامل با فاز مخالف صورت پذیرفته است.

مطالعات پارامتریک در مورد اندرکنش آب و سد نشان می‌دهد که واکنش سدهای قوسی به نیروی زلزله، مخصوصاً در برابر حرکات عمودی و تکانهای در جهت قوس‌های سد، زمین به مقادیر ضریب جذب امواج مرزها حساس می‌باشند. اگر جنس مواد تشکیل دهنده مرزها نسبتاً نرم باشند (یعنی دارای مقادیر m بزرگ باشند). بخش مهمی از امواج آب مخزن می‌تواند توسط آنها جذب شود و از برگشت آن ممانعت بعمل آید و به همین دلیل کاهش زیادی در پاسخ دینامیکی سد صورت پذیرد [۲۶].

بنابراین، برای طراحی و ارزیابی ایمنی سدها مقادیری که برای بارگذاری زلزله در نظر گرفته می‌شود یا باید محاسبه شود و یا بصورت محافظه‌کارانه انتخاب شود. روش‌های تجربی و آزمایشگاهی برای تعیین m و اندازه‌گیری آن در محل صورت پذیرفته است که نتایج حاصله آنها در ادامه همین بخش آمده است.

در این بخش از پایان نامه برنامه‌های آزمایشی انجام شده در آمریکا و چین که برای اندازه‌گیری ضریب جذب انرژی کف مخزن انجام شده است بطور خلاصه بررسی می‌شود. مطالعات تئوریک نیز

آورده شده است تا اثر جذب کف و دیوارهای مخزن را بر روی نیروهای هیدرودینامیک وارده بر سطح بالادست سد بتنی نشان دهد. ارزیابی لرزه‌ای سد فولسوم¹ نیز استفاده شده تا اثر دخالت جذب کف مخزن بر روی تنش‌های سد وزنی بتنی نشان داده شود.

اندرکنش متقابل سد، کف مخزن و مخزن تأثیرات بسیار مهمی بر تنش‌های سازه‌ای در سدهای بتنی وقتی که تحت تأثیر زلزله‌های طولانی مدت قرار می‌گیرد، دارند. (هال² و چوپرا [۲۰]، فنوس³ و چوپرا [۲۷]، لطفی، روست⁴ و تاسولاس⁵ [۲۸])

جذب امواج انتشاری، فشارهای هیدرودینامیک سطح بالادست سد را کاهش می‌دهد. مطالعات تحلیلی تقریبی که شامل اثر این اندرکنش پیچیده می‌باشند نشان داده‌اند که پاسخ‌های سازه‌ای سدهای بتنی به مقدار انرژی جذب شده توسط مصالح کف مخزن بسیار وابسته‌اند. (فنوس و چوپرا [۲۷]، فوک، هال و چوپرا [۲۶]، هال، وودسون⁶ و نائو⁷ [۲۹]، دارون⁸ و هال [۳۰]).

1 Folsom

2 Hall

3 Fenves

4 Roesset

5 Tassoulas

6 Woodson

7 Nau

8 Duron

برای مشخص کردن رفتار مواد کف مخزن از روش‌های شکست (جذب) و بازگشت استفاده می‌شود. (قناعت و همکاران [۳۱]، قناعت و ردپث^۱ [۳۲]). این پروسه‌ها در مورد هفت سد بتنی در امریکا و سد دانگ جیانگ^۲ چین صورت پذیرفت. برای تولید موج فشار هیدرودینامیک برای این آزمایش‌ها، از لرزه ناشی از انفجار چاشنی استفاده شد. این اقدام در واقع اولین گام در رسیدن به مقدار میانگین عددی بود که امروزه روش‌های عددی در مدل کردن جذب کف مخزن از آن استفاده می‌نمایند.

بیشترین حجم انجام تحقیقات در بررسی میزان جذب امواج لرزه توسط رسوبات کف مخزن، در دریاچه سد پایین فلت^۳ در کالیفرنیا انجام شد.

با انجام و مشاهده تحقیقات ژئو فیزیکی، وضعیت چینه شناسی (طبقه بندی زمین) و امپدانس^۴ آکوستیک در عمق زمین و تا عمق ۳۰ تا ۶۰ متری زیر سطح بالادست سد پایین فلت تهیه گردید. نتایج حاصله بعنوان اولین ورودی‌ها برای تهیه و توسعه الگوریتم‌های مدل لرزه‌ای سد پایین فلت و مخزن آن انتخاب شدند. در این مطالعه همچنین مقایسه‌ای با مقادیر ضریب جذب محاسبه شده از تحقیقات قبلی (قناعت و ردپث [۳۲]) - که از چاشنی انفجاری برای تولید موج فشاری استفاده می‌کردند- نیز انجام شد.

1 Redpath
2 Dongjiang
3 Pine Flat Lake
4 Impedance

روش های عددی جاری جذب کف مخزن را بعنوان شرط مرزی مدل می نمایند. برای تخمین و محاسبه اندرکنش مخزن و کف آن، هال و فنوس با ساخت مدل انتشار موج یک بعدی ($1-D$)^۱ با پارامتر واحد، ضریب جذب m را یافتند. این پروسه با کد نویسی حالت دو بعدی $EAGD$ -^۲ ($2-D$) برای توسط فنوس و چوپرا ۱۹۸۴ [۲۷] برای سدهای بتنی وزنی و به برنامه سه بعدی $EACD$ -^۳ ($3-D$) برای سدهای قوسی توسط فوک، هال و چوپرا ۱۹۸۶ [۲۶] تکمیل شد روش های عددی مثل روش المان های مرزی (دی بیجار)^۴ [۱۲] (۱۹۹۶) نیز می توانند در مدل اندرکنش مخزن و کف آن با احتساب تغییرات سه بعدی مشخصات مواد به کار رود.

۵-۳- اندازه گیری ها

مقادیر جذب امواج آکوستیک در کف مخزن در حالی بدست آمده اند که دستگاه منشا تولید انرژی آکوستیک دقیقا در زیر سطح آب مستقر شده و انفجار صورت گرفته است. در محیط همگن، موج های آکوستیک بطور یکنواخت از مرکز تولید موج در همه جهات گسترش می یابند، چرا که موج ها بصورت امواج کروی با مرکزیت، دستگاه تولید موج و در همه امتدادها حرکت می نمایند. مشخص شد وقتی که انرژی آکوستیک به مرزی متشکل از دو جنس که چگالی و سرعت انتشار الاستیک آنها متفاوت است می رسد، قسمتی از انرژی بطرف سطح آب برگشته و قسمتی نیز به

1 One-Dimensional
 2 Two-Dimensional
 3 Three-Dimensional
 4 De Bejar

پایین و به درون محیط زیرین ارسال می‌شود. بخشی از انرژی فرو رفته نیز دستخوش جذب و یا میرایی در مصالح بین لایه‌های مختلف زمین می‌شود.

از آنجا که دامنه امواج جذب شده و یا بازگشته، به نسبت چگالی و میزان سرعت عبور صوت از موادی که انرژی موج به آن می‌رسد و در آن گسترده می‌شود بستگی دارد، لذا تلفورد^۱ و همکاران در سال ۱۹۷۶، (m) را نسبت بین دامنه موج جذب شده به دامنه کل موج انرژی نامیده بصورت زیر تعریف نمودند: [۳۳]

$$m = \frac{A_A}{A_I} \quad (۱-۵)$$

که در آن A_I و A_A بترتیب دامنه‌های موج انرژی جذب شده و کل می‌باشد. در این آزمایش‌ها دامنه موجهای انرژی برگشتی با استفاده از دستگاههای مبدل انرژی هیدروفون^۲ یا پیزوالکتریک^۳ که با اعمال تغییراتی در امواج فشار آب، موجهای پیش‌رونده آکوستیک را به نوعی از ضربات الکتریکی تبدیل می‌نمایند، بدست آمده و از آن دامنه امواج جذب شده حاصل شده‌اند. سیگنالهای الکتریکی حاصل شده از لرزه‌گرهای مستقر شده در عمق کم آب به جهت استفاده در سیستم دریافت اطلاعات دیجیتال تقویت، فیلتر و ضبط می‌شوند.

¹ Telford

² Hydrophone

³ Piezoelectric

دو روش ژئوفیزیکی مستقل از یکدیگر برای تعیین (m) در محل سایت هفت سد بتنی در ایالات متحده و سد دانگ جیانگ چین به کار گرفته شد. اولین تکنیک، روش بازگشت لرزه بود که در این روش مقدار موج ایجاد شده کل و بازگشتی را - که توسط چاشنی‌های انفجاری مستقر در کف مخزن تولید می‌شوند - اندازه گیری می‌نمایند.

در تکنیک دوم که انکسار (شکست) لرزه می‌باشد، سرعت انتشار موج فشار در مصالح زیر کف مخزن با اندازه گیری موج‌های شکسته شده (جذب شده) و سپس با محاسبه نسبت با امپدانس آکوستیک مصالح محاسبه می‌شود. آزمایش شکست براساس تکنیکی که توسط هانت^۱ و پولان^۲ (۱۹۹۰) ارائه شده بود، استوار است [۳۴].

در سد دانگ جیانگ چین، آزمایش‌های بازگشت بر روی بند موقت بتنی غوطه‌ور انجام شد. مکان بند موقت در طی پروسه آماده‌سازی داده‌های آزمایش و زمانی که نقشه‌های ساختمانی در دسترس قرار گرفتند، تعیین شد.

تحلیل آزمایش‌های بازگشتی مقدار کامل امواج جذب شده (m) را برابر با ۰٫۳۷ برای رسوبات کف مخزن نتیجه دادند. این مقدار با تغییر محل بنداب کاملاً تاثیر پذیرفت. نتایج حاصل از

¹ Hunter

² Pullan

آزمایش‌های انکسار لرزه‌ای، (m) را برابر ۰٫۶ برای کف مخزن دارای رسوبات و ۰٫۲ برای صخره‌های گرانیتی تعیین کردند (قناعت و همکاران [۳۱]).

در محل هفت سد در امریکا، مقادیر حاصله برای a (ضریب بازگشت) مصالح تشکیل دهنده کف دریاچه، بین بازه ۰٫۵۵- و ۰٫۶۶ متغیر بود. سدهای پایین فلت، هوور^۱ و فولسوم مقادیر منفی برای a ارائه کردند. مقادیر منفی نشان دهنده این بود که سرعت انتشار امواج در حال عبور از مصالح کف مخزن، از سرعت موج در آب هم کمتر بود. این امر زمانی رخ می‌دهد که چگالی مواد کف مخزن از چگالی آب کمتر باشد. این مساله از آنجا ناشی می‌شود که مصالح کف مخزن که شامل مواد آلی فسادپذیر می‌باشند که در حین انجام واکنش‌های شیمیایی با مواد اسیدی محلول در آب تولید گاز نموده و خلل و فرج فراوان در آنها ایجاد شده باشد.

سد گلن کانیون^۲ مقدار کوچکتر از ۰٫۸۵ را برای m داشت. سد مونتلی سلو^۳ و ماروپوینت و کریستال مقادیری کمتر از ۰٫۳۴ داشتند.

از این بخش می‌توان نتیجه گرفت که انجام هر دو آزمایش برگشت و شکست برای تعیین دقیق m ضروری می‌باشد (قناعت و ردپث [۳۲]).

¹ Hoover

² Glen Canyon

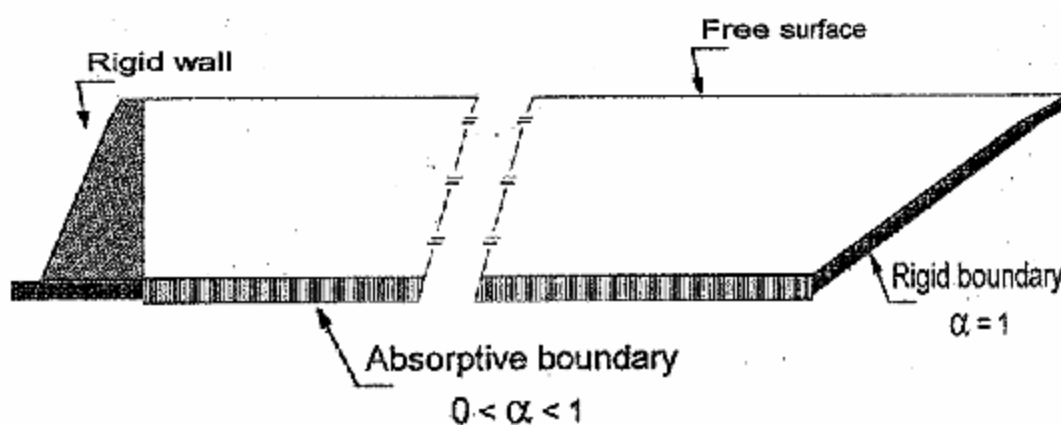
³ Monticello

همچنین تحقیقات بازگشت لرزه‌ای آبرفت‌ها، در دریاچه سد پایین فلت انجام شد. این آزمایش‌ها به آزمایش‌های پینگر^۱ و بومر^۲ معروفند، [۱۲] و در محل تنگه باریک مخزن و در بالادست ساختمان سد صورت گرفت. در نتایج آن مقادیر منفی موجود برای a که توسط قناعت و ردپث گزارش شده بود، تایید شد. در این آزمایش همچنین تغییرات ویژه‌ای که از اثر مصالح کف مخزن و عمق آنها حاصل می‌شود نیز گزارش شد. [۱۲]

همانطور که ذکر شد جهت گسترش و بهبود روش‌های عددی جزئیات کف مخزن مورد نیاز است که به این طریق قابل حصول می‌باشد.

۵-۴- بحث نظری اثر اندرکنش سد و مصالح کف مخزن

در شکل ۵-۱ اثر اندرکنش بین مرزهای جاذب مخزن و سد از طریق انتقال فشار بوسیله محیط سیال دیده می‌شود.



شکل ۵-۱- ترکیبات مخزن دوزنقه‌ای برای مشخص کردن ضریب بازگشت یا جذب

1 Pinger
2 Boomer

این مدل دوبعدی یک مقطع طولی از مخزن با نسبت طولی ۳ (نسبت طول مخزن به ارتفاع سد در حالت مخزن پر) را نشان می‌دهد. فرض می‌شود آب با مرز صلب در انتهای مخزن محصور شده است و کف نیز بوسیله ضریب جذب معمول برای محیط‌های جامد پیوسته مشخص شده است.

$$[m \in (0,1)]$$

با اعمال نیروی هارمونیک افقی تحت شرایط خاص (شرح در مرجع [۱۲])، این نتیجه حاصل شد که بصورت فیزیکی دو مقدار نهایی برای محدوده تغییرات m وجود دارد که عبارتند از (الف) $m = 1.0$ متناظر با عمق بی‌نهایت برای آب مخزن و (ب) $m = 0.0$ متناظر با کف مخزن صلب. مقادیر میانی متناظر با مقادیر درجات متفاوت امیدانس آکوستیک موج به صخره فونداسیون می‌باشد. باید توجه داشت که نقطه ماکزیمم تشدید در فرکانس‌های طبیعی آب محصور شده اتفاق می‌افتد که بدون هیچ محدودیتی برای $m = 0.0$ زیاد می‌شود. (مثل مورد رزونانس الاستیک سیستم بدون میراگر). قابلیت کشسانی کف‌های مخزن صخره‌ای (که بی‌نهایت فرض می‌شود) در سیستم آب - کف مخزن بعنوان مکانیسم اتلاف انرژی عمل می‌نماید. این اتفاق حتی وقتی که $m \in (0,0.05)$ باشد، نیز بعنوان یک متعادل کننده قوی واکنش‌های ماکزیمم هیدرودینامیک عمل می‌نماید.

جهت تعیین مقدار عددی (m) با توجه به بستگی آن به جنس مصالح کف مخزن تحت رابطه

زیر داریم :

$$m = \frac{2K}{1+K} \quad (۲-۵)$$

$$K = \frac{rC}{r_r C_r}$$

که در آن

$$C =$$

سرعت امواج فشار در آب

$$r =$$

چگالی آب

$$C_r = \sqrt{\frac{E_r}{r_r}}$$

$$E_r =$$

مدول یانگ برای مصالح کف مخزن

$$r_r =$$

چگالی مصالح کف مخزن

می‌باشد. حال می‌توان با داشتن مقادیر مدول الاستیسیته برای مصالح، مقدار ضریب جذب m را برای

آنها یافت.

نتیجه آنکه جواب‌ها نشان دهنده آنست که ضریب جذب امواج برای مصالح کف برای مکان‌های

مختلف بسیار متغیر می‌باشد. یافته مهم دیگر مطالعه این بود که مقادیر m برای رسوبات آبرفتی، گل

ولای و لجن و دیگر مواد ته نشین شده در کف مخزن می‌تواند به مقدار زیادی متفاوت باشد تا مقدار

آن برای کناره‌های مخزن که عموماً از سنگ ساخته شده‌اند. در این وضعیت باید از دو مقدار برای m

استفاده نمود، یکی برای مواد و رسوبات کف و دیگری برای صخره‌ها و دیواره‌های کناری مخزن. [۱۳]

۵-۵- اصول بنیادی سیال آکوستیک

اصولاً علم آکوستیک، مطالعه درباره تولید، انتشار، جذب و انعکاس امواج فشاری صوتی در محیط

سیال می‌باشد.

۵-۵-۱- معادلات حاکم

در مسائل اندرکنش سازه و سیال آکوستیک، نیاز است تا در حین استفاده از معادلات ناویر-

استوکس^۱ برای حل معادلات پیوستگی جریان و ممتنم سیال، به معادلات دینامیکی سازه نیز توجه

شود. معادله گسسته دینامیکی سازه با استفاده از المانهای سازه‌ای که در روابط زیر نشان داده شده

است، فرمول بندی می‌شود.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F^a\} \quad (۳-۵)$$

که در آن :

$[M]$ ، $[C]$ و $[K]$ بترتیب ماتریس جرم، میرایی و سختی سازه

$\{\ddot{u}\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{u\}$ بردارهای شتاب، سرعت و جابجایی

و $\{F^a\}$ بردار نیروی بکاررفته می‌باشد.

از روابط گشتاور سیال ناویر- استوکس

$$\frac{\partial rV_x}{\partial t} + \frac{\partial(rV_xV_x)}{\partial x} + \frac{\partial(rV_yV_x)}{\partial y} + \frac{\partial(rV_zV_x)}{\partial z} = rg_x - \frac{\partial P}{\partial x} \quad (۴-۵ \text{ الف})$$

$$+ R_x + \frac{\partial}{\partial x} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial z} \right) + T_x$$

$$\frac{\partial rV_x}{\partial t} + \frac{\partial(rV_xV_x)}{\partial x} + \frac{\partial(rV_yV_x)}{\partial y} + \frac{\partial(rV_zV_x)}{\partial z} = rg_x - \frac{\partial P}{\partial x} \quad (۴-۵ \text{ ب})$$

$$+ R_x + \frac{\partial}{\partial x} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial z} \right) + T_x$$

¹ Navier-Stokes

$$\frac{\partial rV_x}{\partial t} + \frac{\partial(rV_xV_x)}{\partial x} + \frac{\partial(rV_yV_x)}{\partial y} + \frac{\partial(rV_zV_x)}{\partial z} = rg_x - \frac{\partial P}{\partial x} \quad (4-5 \text{ ج})$$

$$+ R_x + \frac{\partial}{\partial x} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(m_e \frac{\partial V_x}{\partial z} \right) + T_x$$

که g_x ، g_y و g_z مولفه‌های شتاب جاذبه

r چگالی سیال

m_e چسبندگی موثر

R_x ، R_y و R_z مقاومت‌های توزیع شده و

T_x ، T_y و T_z اتلاف انرژی بر اثر چسبندگی سیال

می‌باشد و معادله پیوستگی زیر

$$\frac{\partial r}{\partial t} + \frac{\partial(rV_x)}{\partial x} + \frac{\partial(rV_y)}{\partial y} + \frac{\partial(rV_z)}{\partial z} = 0 \quad (5-5)$$

جهت یافتن معادله موج آکوستیک استفاده می‌شود. کینسلر¹ ابتدا فرضیات ذیل را در نظر گرفت

[۳۵].

۱- سیال تراکم‌پذیر است. (چگالی سیال با تغییرات فشار، تغییر می‌کند).

۲- سیال غیر چسبنده می‌باشد. (اتلاف انرژی بر اثر چسبندگی وجود ندارد).

۳- سیال بدون جریان می‌باشد.

۴- چگالی و فشار متوسط در تمامی نقاط سیال یکنواخت می‌باشد.

¹ Kinsler

حال با ساده نمودن روابط (۴-۵) الف تا ج و (۵-۵) برای معادله موج داریم:

$$\frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \nabla^2 P = 0 \quad (۱۷-۳) \text{ تکراری}$$

که عبارات آن قبلاً تعریف شده‌اند.

با صرف نظر کردن از اتلاف انرژی توسط عامل چسبندگی سیال، رابطه (۱۷-۳) بیانگر معادله انکسار موج صوتی انتشار یافته در سیال می‌باشد.

روابط سازه‌ای گسسته شده شماره (۳-۵) و موج بدون اتلاف انرژی (۱۷-۳)، در معادلات اندرکنش سازه و سیال باید همزمان در نظر گرفته شوند. در قسمت بعد، معادله گسسته موج بدون اتلاف، بمنظور محاسبه مقدار اتلاف انرژی در محل فصل مشترک محیط سازه و سیال، با مشتقات ماتریس میرایی آورده می‌شود. فشار سیالی که در این مرز بر سازه عمل می‌کند، برای تشکیل ماتریس سختی درگیر، باید مورد توجه قرار گیرد.

برای تغییرات فشار منظم مثل (۶-۵) $P = \bar{P} e^{j\omega t}$ که در آن \bar{P} دامنه فشار، $j = \sqrt{-1}$ ،

و $w = 2pf$ و f فرکانس نوسانات فشار می‌باشد، معادله (۱۷-۳) به معادله هلمهولتز تبدیل می‌شود.

$$\frac{w^2}{C^2} \bar{P} + \nabla^2 \bar{P} = 0 \quad (۷-۵)$$

۵-۵-۲- گسسته سازی معادله موج بدون اتلاف انرژی

عملگرهای ماتریس (گرادیان و دیورژانس)^۱ برای استفاده در معادله (۱۷-۳) در زیر آمده‌اند.

^۱ Gradient & Divergence

$$\nabla(\) = \{L\}^T = \left[\frac{\partial}{\partial x} \frac{\partial}{\partial y} \frac{\partial}{\partial z} \right] \quad (۸-۵)$$

$$\nabla(\) = \{L\} \quad (۹-۵)$$

با اعمال آنها معادله (۷-۵) بصورت زیر نوشته می‌شود.

$$\frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \nabla \cdot \nabla P = 0 \quad (۱۰-۵)$$

با استفاده از روابط (۸-۵) و (۹-۵) معادله (۱۰-۵) بصورت ماتریسی زیر تبدیل می‌شود.

$$\frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} - \{L\}^T (\{L\}P) = 0 \quad (۱۱-۵)$$

ماتریس‌های المانها با گسسته سازی معادله موج (۱۱-۵) با کمک روش گالرکین [۳۶] بدست

می‌آیند. از ضرب رابطه (۱۱-۵) با نمو جزئی مجازی فشار و انتگرال گیری در حجم [۳۷] پس از

چندین ساده سازی داریم:

$$\int_{vol} \frac{1}{C^2} dP \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d(vol) + \int_{vol} (\{L\}^T dP) (\{L\}P) d(vol) = \int_S \{n\}^T dP (\{L\}P) d(S) \quad (۱۲-۵)$$

که در آن:

vol حجم قلمرو

dP نمو مجازی فشار ($= dP(x, y, z, t)$)

S سطحی که مشتقات فشار نرمال در آن انجام می‌شود. (شرط مرزی طبیعی)

$\{n\}$ بردار یکه نرمال بر سطح S

اگر در مسائل اندرکنش سازه و سیال سطح S بعنوان سطح مشترک بین دو محیط باشد، با کاربرد فرضیات ساده کننده، معادلات ممنتیم سیال می‌توانند، ارتباط بین گرادیان فشار نرمال سیال و شتاب نرمال سازه را در این سطح ایجاد نمایند. [۳۷]

$$\{n\}\{\nabla P\} = -r_0\{n\} \cdot \frac{\partial^2\{u\}}{\partial t^2} \quad (۱۳-۵)$$

که در آن $\{u\}$ بردار جابجایی سازه در محل فصل مشترک می‌باشد.

رابطه (۱۳-۵) در قالب ماتریسی بصورت زیر درمی‌آید.

$$\{n\}^T (\{L\}P) = -r_0\{n\}^T \left(\frac{\partial^2\{u\}}{\partial t^2} \right) \quad (۱۴-۵)$$

بعد از جایگذاری روابط (۱۲-۵) در رابطه (۱۴-۵) انتگرال به شکل زیر خواهد شد.

$$\int_{vol} \frac{1}{C^2} dP \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d(vol) + \int_{vol} (\{L\}^T dP) (\{L\}P) d(vol) = - \int_S r_0 dP \{n\}^T \left(\frac{\partial^2\{u\}}{\partial t^2} \right) d(S) \quad (۱۵-۵)$$

۵-۵-۳- استخراج ماتریسهای سیال آکوستیک

رابطه (۱۵-۵) شامل فشار سیال (P) و ترکیبات تغییرمکان سازه (U_X, U_Y, U_Z) بعنوان متغیرهای

وابسته برای حل می‌باشد. توابع شکل تقریب اجزای محدود برای تغییرات سه بعدی فشار و جابجایی

با روابط زیر داده شده‌اند.

$$P = \{N\}^T \{P_e\} \quad (۱۶-۵)$$

$$u = \{N'\}^T \{u_e\} \quad (۱۷-۵)$$

که $\{N\}$ تابع شکل فشار المان

$\{N'\}$ تابع شکل جابجایی المان

$\{P_e\}$ بردار فشار گره

و $\{u_e\}$ بردار ترکیبات جابجایی گره های المان می باشد.

با گرفتن مشتق زمانی دوم از روابط (۱۶-۵) و (۱۷-۵) و داشتن نمو مجازی فشار داریم:

$$\frac{\partial^2 P}{\partial t^2} = \{N\}^T \{P_e\} \quad (۱۸-۵)$$

$$\frac{\partial^2 \{u\}}{\partial t^2} = \{N'\}^T \{\ddot{u}_e\} \quad (۱۹-۵)$$

$$dP = \{N\}^T \{dP_e\} \quad (۲۰-۵)$$

با اعمال عملگر $\{L\}$ به تابع شکل $\{N\}$ بصورت زیر

$$[B] = \{L\} \{N\}^T \quad (۲۱-۵)$$

و جایگذاری (۱۶-۵) تا (۲۱-۵) در (۱۵-۵) شکل اجزای محدودی معادله موج (۳-۱۷) با (۵-۲۲)

نشان داده می شود.

$$\int_{vol} \frac{1}{C^2} \{dP_e\}^T \{N\} \{N\}^T d(vol) \{\ddot{P}_e\} + \int_{vol} \{dP_e\}^T [B]^T [B] d(vol) \{P_e\} \quad (۲۲-۵)$$

$$+ \int_S r_0 \{dP_e\}^T \{N\} \{n\} \{N'\}^T d(S) \{\ddot{u}_e\} = \{0\}$$

که در آن $\{n\}$ عمود بر مرز سیال می باشد و در مورد سایر عبارات قبلا توضیح داده شده است.

با خارج نمودن عبارات با مقادیر ثابت از انتگرال و از آنجا که $\{dP_e\}$ مقادیر دلخواهی است که

تغییرات جزئی مجازی در فشار گره ها بوجود می‌آورد، می‌توان از آن فاکتور گرفت و تا زمانی که

مقدار آن برابر صفر نباشد، عبارت بصورت زیر ساده می‌شود.

$$\frac{1}{C^2} \int_{vol} \{N\} \{N\}^T d(vol) \{\ddot{P}_e\} + \int_{vol} [B]^T [B] d(vol) \{P_e\} + r_0 \int_S \{N\} \{n\}^T \{N'\}^T d(S) \{\ddot{u}_e\} = \{0\} \quad (23-5)$$

که در شکل ماتریسی بصورت زیر نوشته می‌شود:

$$[M_e^P] \{\ddot{P}_e\} + [K_e^P] \{\ddot{P}_e\} + r_0 [R_e]^T \{\ddot{u}_e\} = \{0\} \quad (24-5)$$

که در آن

$[M_e^P]$ ماتریس جرم سیال

$[K_e^P]$ ماتریس سختی سیال

$r_0 [R_e]$ ماتریس جرم درگیر (فصل مشترک سازه و سیال) می باشد.

۵-۴-۵- جذب امواج فشار آکوستیک

۵-۴-۵-۱- اتلاف انرژی ناشی از میرایی در مرزها

بمنظور محاسبه اتلاف انرژی ناشی از میرایی - در صورت وجود - که در مرز سیال روی می‌دهد،

عبارت جذب انرژی به رابطه (۳-۱۷) اضافه می‌شود تا رابطه زیر حاصل شود. [۳۸]

$$\int_{vol} dP \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} d(vol) - \int_{vol} dP \{L\}^T (\{L\}P) d(vol) + \int_S dP \left(\frac{r}{r_0 C} \right) \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} d(S) = \{0\} \quad (25-5)$$

که r میرایی در مرز می‌باشد و بقیه عبارات قبلا توضیح داده شده‌اند.

اگر فرض شود که جذب انرژی فقط در سطح مرز S رخ می‌دهد، از رابطه (۲۵-۵) بر روی سطح S

انتگرال گیری می‌شود. داریم:

$$D = \int_S dP \left(\frac{r}{r_0 C} \right) \frac{1}{C} \frac{\partial P}{\partial t} d(S) \quad (26-5)$$

که D عبارت جذب انرژی می‌باشد.

با استفاده از تقریب اجزای محدود برای P که در رابطه (۱۹-۵) داده شده داریم:

$$D = \int_S \{dP_e\}^T \{N\} \left(\frac{r}{r_0 C} \right) \frac{1}{C} \{N\}^T d(S) \left\{ \frac{\partial P_e}{\partial t} \right\} \quad (27-5)$$

با جایگذاری $m = \frac{r}{r_0 C}$ بعنوان ضریب جذب در مرزها که در برنامه انسیس با نام MU شناخته

می‌شود، و $\{\dot{P}_e\} = \left\{ \frac{\partial P_e}{\partial t} \right\}$ و از آنجا که $\frac{m}{C}$ و $\{dP_e\}$ دارای مقادیر ثابتی هستند لذا از زیر انتگرال

خارج شده داریم:

$$D = \{dP_e\}^T \frac{m}{C} \int_S \{N\} \{N\}^T d(S) \{\dot{P}_e\} \quad (28-5)$$

برای محاسبه میزان اتلاف انرژی در سطح مرز جاذب، عبارت میرایی (۲۸-۵) به رابطه (۲۲-۵)

اضافه می‌شود:

$$[C_e^P] \{\dot{P}_e\} = \frac{m}{C} \int_S \{N\} \{N\}^T d(S) \{\dot{P}_e\} \quad (29-5)$$

که $[C_e^P] = \frac{m}{C} \int_S \{N\} \{N\}^T d(S)$ ماتریس میرایی سیال می‌باشد.

در نهایت با ترکیب عبارتهای (۲۴-۵) و (۲۹-۵) معادله گسسته موج برای میرایی در سطح مشترک سازه و سیال حاصل می‌شود.

$$[M_e^P]\{\ddot{P}_e\} + [C_e^P]\{\dot{P}_e\} + [K_e^P]\{P_e\} + r_0[R_e]^T\{\ddot{u}_e\} = 0 \quad (30-5)$$

۵-۵-۴-۲- درگیر نمودن معادلات سازه و سیال آکوستیک

بمنظور شرح کامل مساله اندرکنش سازه و سیال، نیروی فشار سیالی که به سطح مشترک وارد می‌شود، به عبارت (۳-۵) اضافه می‌شود. این اثر در المان FLUID30 برنامه انسیس با $KEYOPT(2)=0$ لحاظ گردیده است. لذا معادله سازه‌ای بصورت زیر نوشته می‌شود.

$$[M_e]\{\ddot{u}_e\} + [C_e]\{\dot{u}_e\} + [K_e]\{u_e\} = \{F_e\} + \{F_e^{pr}\} \quad (31-5)$$

بردار نیروی فشار وارده بر سیال $\{F_e^{pr}\}$ در سطح مشترک S با انتگرال گیری فشار بر سطح مذکور بدست می‌آید.

$$\{F_e^{pr}\} = \int_S \{N'\} P \{n\} d(S) \quad (32-5)$$

که در آن

$\{N'\}$ تابع شکلی که برای گسسته سازی ترکیبات جابجایی (u, v, w) بکار می‌رود.

$\{n\}$ بردار عمود بر مرز سیال

با قراردادن تابع تقریب المان محدود فشار (۱۶-۵) در (۲۳-۵) داریم:

$$\{F_e^{pr}\} = \int_S \{N'\} \{N\}^T \{n\} d(S) \{P_e\} \quad (33-5)$$

با مقایسه انتگرال (۳۳-۵) و ماتریس $r_0[R_e]^T$ در رابطه (۲۴-۵) رابطه ذیل بدست می‌آید.

$$\{F_e^{pr}\} = [R_e]\{P_e\} \quad (۳۴-۵)$$

که در آن $[R_e]^T = \int_S \{N\}\{N\}^T \{n\} d(S)$ می‌باشد.

با جایگذاری معادله (۳۴-۵) در (۳۱-۵) معادله دینامیکی المان سازه نتیجه می‌شود:

$$[M_e]\{\ddot{u}_e\} + [C_e]\{\dot{u}_e\} + [K_e]\{u_e\} - [R_e]\{P_e\} = \{F_e\} \quad (۳۵-۵)$$

معادلات (۳۰-۵) و (۳۵-۵) معادلات کامل اجزای محدود گسسته را برای مساله اندرکنش سازه

و سیال نشان می‌دهند و به شکل زیر نمایش داده می‌شوند:

$$\begin{bmatrix} [M_e] & 0 \\ [M^{fs}] & [M_e^p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_e\} \\ \{\ddot{P}_e\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_e] & 0 \\ [0] & [C_e^p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\dot{u}_e\} \\ \{\dot{P}_e\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_e] & [K^{fs}] \\ [0] & [K_e^p] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_e\} \\ \{P_e\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_e\} \\ \{0\} \end{Bmatrix} \quad (۳۶-۵)$$

که در آن

$$[M^{fs}] = r_0[R_e]^T$$

$$[K^{fs}] = -[R_e]$$

بنابراین برای مسائل شامل اندرکنش سازه و سیال، المانهای سیال آکوستیک همه ماتریس‌ها را

با بالانویس P ایجاد می‌نمایند. بعلاوه اینکه ماتریسهای درگیر $r_0[R_e]^T$ و $[R_e]$ نیز ماتریسهای بدون

بالانویس هستند که از سازگاری المانهای سازه‌ای بدست می‌آیند.

فصل ششم

مدل سازی مساله و تخصیص المان ها

۶-۱- مقدمه

جهت انجام آنالیز دینامیکی غیر خطی و حل مساله مقدار ویژه در این تحقیق از برنامه انسیس ویرایش ۱۱ استفاده شده است. مهمترین دلیل انتخاب این برنامه، توانایی بالای آن جهت طراحی مش بندی محیط‌هایی با هندسه پیچیده و حجیم و همچنین قدرت لحاظ کردن مسائل اندرکنش آب و سازه است. قابلیت مهم دیگر این برنامه این است که قادر به حل مسائل مقدار ویژه با ماتریس ضرایب نامتقارن (مسائل اندرکنش) با در نظر گرفتن تراکم پذیری آب می باشد.

این برنامه با داشتن کتابخانه جامع المان‌های کاربردی با درجات دقت مختلف کاربران را در انتخاب المان مناسب مورد نیاز جهت حل اکثر مسائل مهندسی راهنمایی می نماید.

این برنامه قادر به اعمال شرایط مرزی دلخواه در مرزهای مخزن، اعم از جذب کامل، مرز بی‌نهایت و یا مرز با درصد جذب انرژی معینی می باشد. در این برنامه مساله اندرکنش می تواند هم از طریق دیدگاه لاگرانژی و هم بطریق دیدگاه اوپلر _ لاگرانژی بررسی شود. باین ترتیب که مجهول

گرهی محیط مخزن، فشار و مجهول گرهی سد و فونداسیون، تغییرمکان می‌باشد و گرہهایی که در مرز مشترک سد و مخزن قرار دارند، دارای درجات آزادی فشار و تغییرمکان خواهند بود.

آنچه در بدست آوردن نتایج مفید از برنامه اهمیت فراوان دارد ایجاد مدل مناسب، با کمترین اشکال، مطابق با واقعیت و مدلی با در نظر گرفتن همه شرایط و عوامل موجود در حالت واقعی آن است. لذا می‌بایست برای انتخاب کلیه خصوصیات و نوع المان‌های بکار رفته و نحوه استفاده از گزینه‌های مختلف همواره کارهای قبلی انجام شده و پاسخ‌های دریافتی آنها را مد نظر قرار داد.

۶-۲- ساخت مدل و استفاده از المان‌های مربوطه

۶-۲-۱- هندسه مدل سد بتنی دو قوسی

در بحث مدل سازی، همواره آنچه ابتدا ذهن را مشغول می‌سازد، انتخاب ابعاد، شکل و هندسه مدل مزبور می‌باشد. جهت ساخت مدل سد قوسی در این تحقیق از راهنمای ارائه شده توسط ¹USACE بعنوان انتخاب اولیه جهت انجام سعی و خطاهای بعد استفاده گردیده است. به این ترتیب که جهت شروع ساخت مدل با توجه به شرایط موجود محل ساخت سد موارد زیر بعنوان معلومات هندسی در نظر گرفته می‌شوند:

(۱) طول فاصله مستقیم دیواره‌ها در تراز پی سد $L_b (L_{base})$

(۲) طول فاصله مستقیم دیواره‌ها در تراز تاج سد $L_t (L_{top})$

¹ U.S.Army Corps. Of Engineers

۳) ارتفاع سد H_d (dam) که با توجه به شرایط مورد نیاز و میزان آبگیری سد قابل یافت است برداشت گردیده و با استفاده از روابط ذکر شده در همان مرجع اقدام به محاسبه شعاع‌های قوس سد در هر دو وضعیت افقی و قائم و همچنین مقادیری جهت ضخامت سد در ترازهای مختلف آن می‌شود. پارامترهای اصلی ذکر شده که جهت برآورد مقادیر اولیه هندسه سد دو قوسی مورد نیاز است. در شکل (۱-۶) آمده است.

با داشتن مقادیر L_t ، L_b و H_d و با کمک گرفتن از روابط زیر می‌توان ضخامت سد را در سه ناحیه از ارتفاع سد، شکل (۱-۶) که بترتیب عبارتند از ضخامت سد در تراز تاج سد، ۰،۴۵ ارتفاع سد از کف و در پی (پایین سد) را یافت.

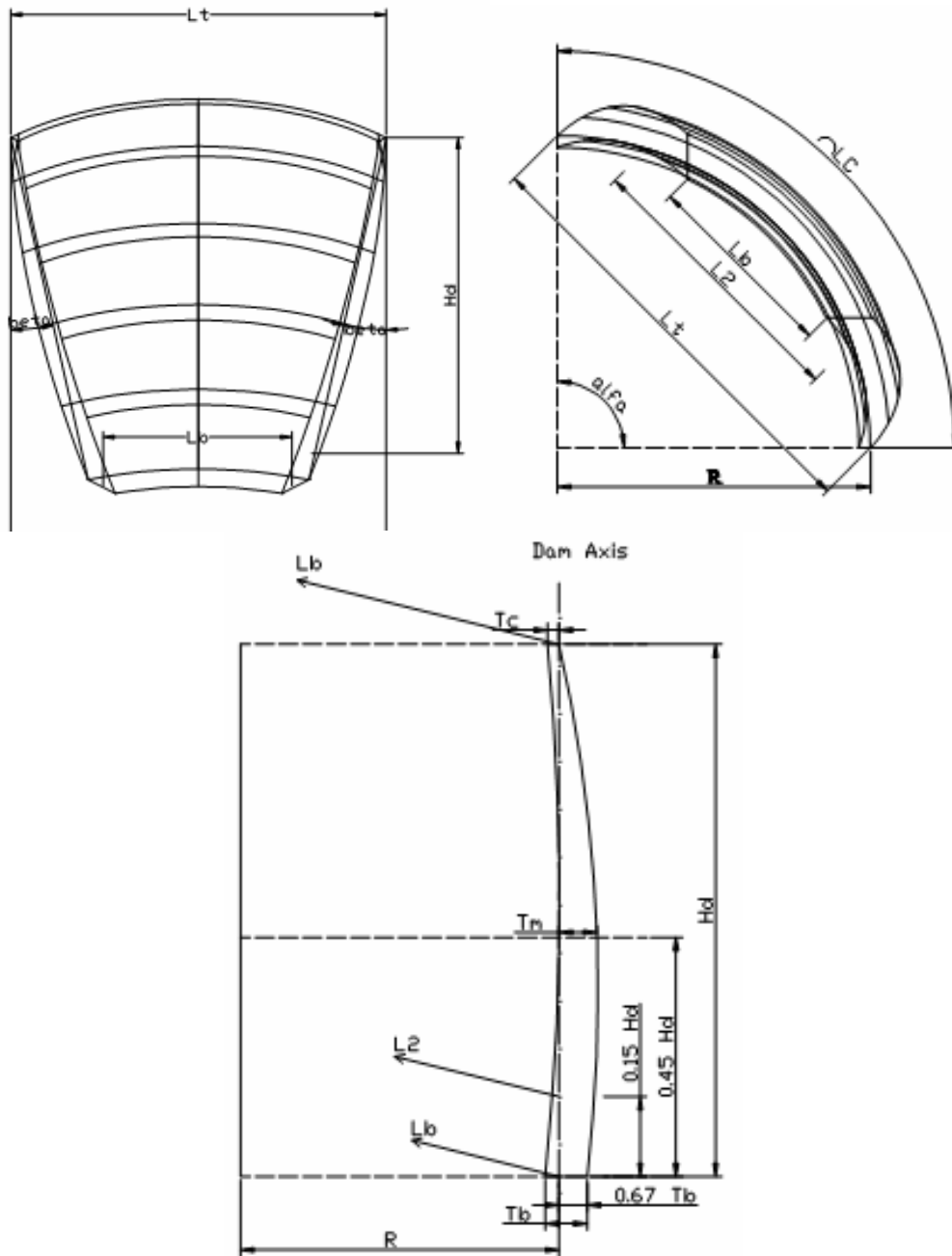
$$T_c = 0.01(H_d + 1.2L_t) \quad (۱-۶)$$

$$T_b = \sqrt[3]{0.0012HL_tL_2\left(\frac{H_d}{400}\right)^{400}} \quad (۲-۶)$$

$$T_{0.45} = 0.95T_b \quad (۳-۶)$$

که در آنها، L_t وتر سد در تراز تاج (طول مستقیم بین دو نقطه تکیه‌گاهی سد در تراز تاج سد، L_2

طول وتری از قوس سد که در تراز ۰،۱۵ ارتفاع سد از پی قرار دارد و H_d ، ارتفاع سد می‌باشد.



شکل ۱-۶- مقطع قائم و نماهای جلو و بالای سد دوقوسی

حال با داشتن مقادیر ضخامات سد در سه موقعیت مزبور شکل (۱-۶) با یافتن ۶ نقطه کلیدی (سه

نقطه برای وجه بالادست و سه نقطه برای پایین دست) و با عنایت به اینکه از هر سه نقطه تنها یک

کمان ترسیم می‌شود می‌توان مقطع کلی سد را تشکیل داد.

$UPS_{CREST}=0.0$ نقطه دربالادست سد و در تراز تاج

$USP_{BASE}=0.67Tb$ نقطه دربالا دست سد و در تراز پی

$UPS_{0.45Hd}=0.95Tb$ نقطه دربالا دست سد و در تراز ۰.۴۵ ارتفاع سد

$DSP_{CREST}=Tc$ نقطه درپایین دست سد و در تراز تاج

$DSP_{BASE}=0.33Tb$ نقطه درپایین دست سد و در تراز پی

$DSP_{0.45Hd}=0.0$ نقطه درپایین دست سد و در تراز ۰.۴۵ ارتفاع سد (۴-۶)

مطابق نظر *USACE* حال می‌توان از این مقطع جهت تحلیل استفاده نموده و کفایت مقطع را

در بارگذاریها بررسی نموده و در صورت نیاز اقدام به تعدیل آنها نمود.

۶-۲-۲- المان مورد استفاده در محیط سد

بعد از حصول نتایج جهت تعیین هندسه سد نیاز است تا با اعمال خصوصیات مربوط به جنس

مصالحی که می‌بایست سد از آن ساخته شود، مدل کاملتری برای سد قوسی ایجاد شود.

المان *SOLID65* در برنامه انسیس جهت مدل کردن بدنه سد مورد استفاده قرار گرفته است. [۴]

این المان توسط ۸ گره مشخص می‌شود و برای مدل کردن محیط‌های بتنی با و بدون آرماتور که باید

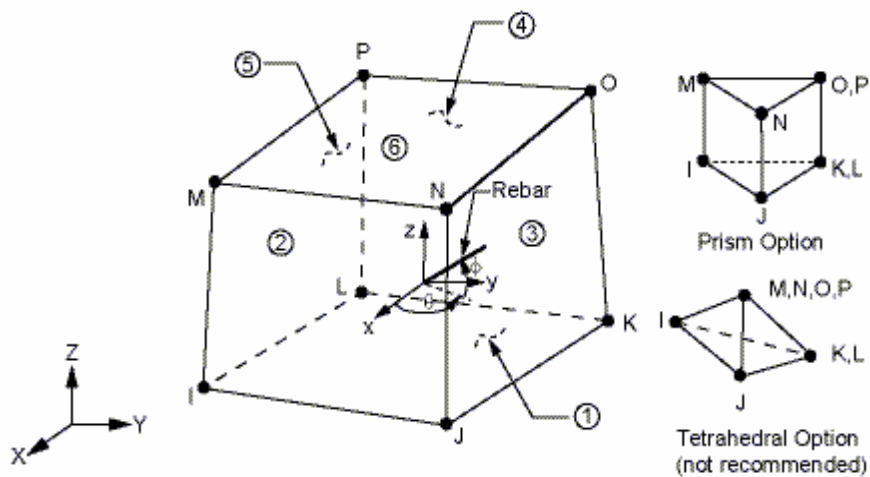
به شکل سه بعدی شبیه سازی شوند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این المان قابلیت ترک خوردگی در

کشش و خوردشدگی در فشار را دارد. هرکدام از گره‌های المان دارای سه درجه آزادی انتقالی در

جهت اصلی X,Y,Z می‌باشند. این المان بسیار شبیه *SOLID45* می‌باشد و شامل قابلیت برجسته ترک

خوردگی (در سه جهت متعامد)، خوردشدگی، تغییرشکل پلاستیک و خزش می‌باشد [۱۰]. شکل کلی این المان در شکل ۶-۲ دیده می‌شود.

اطلاعات ورودی لازم جهت تعریف این المان مربوط به هر دو جنس بتن و فولاد می‌باشد، که در این تحقیق با توجه به استفاده از بتن حجیم، تنها به وارد کردن مشخصات مربوط به بتن اکتفا نموده که عبارتند از: مختصات گره‌ها (با هندسه تعریف شده)، خواص مصالح شامل مدول الاستیسیته، جرم واحد حجم (چگالی)، ضریب میرایی و ضریب پواسون.



شکل ۶-۲- شکل کلی و هندسه المان SOLID65

مقادیر مورد استفاده در این تحقیق در ذیل آمده است.

مدول ارتجاعی بتن و سنگ پی از جمله مهمترین عواملی هستند که پاسخ دینامیکی سیستم سد و

مخزن و فونداسیون را به شدت تحت تاثیر قرار می دهند. هرچند که تغییر این دو پارامتر، تغییرات

چشمگیری در مقادیر فرکانس‌های ارتجاعی اصلی ایجاد نمی‌کند ولی در بسیاری موارد از جمله مرجع [۲۵] نشان داده شده است که تغییرات مدول ارتجاعی بتن و سنگ اثر قابل توجهی بر تنش‌های دینامیکی ایجاد شده در سیستم تحت یک تحریک خاص دارد.

حدود تغییرات مدول ارتجاعی بتن در محدوده (Gpa) ۲۰ تا ۳۰ [۲] بوده که در این تحقیق مقدار (Gpa) ۲۵ در نظر گرفته شده است.

جرم واحد حجم بتن برابر با (Kg/m^3) ۲۴۰۰ اختیار شد. مقاومت فشاری و کششی بتن نیز بترتیب (MPa) ۳۰ و ۳ می‌باشد.

معروفترین مدل جهت تعیین ضریب میرایی، مدل رایلی می‌باشد.

$$[c] = a[M] + b[K] \quad (۵-۶)$$

که $[M]$ و $[K]$ بترتیب ماتریسهای جرم و سختی و a و b ضرایب میرایی آنها می‌باشد. معمولاً به جهت بروز اثرات نامطلوب در تحلیل شکست از عبارت متناظر با جرم صرف نظر می‌شود. (گیلانی

۱۳۸۳) [۱۱] لذا

$$[c] \approx [K] \quad (۶-۶)$$

ثابت بودن مقدار میرایی باعث پیش بینی نادرست موقعیت و شدت ترک می‌شود، لذا به جهت جلوگیری از این نقیصه مدل‌های مختلفی جهت بررسی مقدار میرایی در گذشته یافته شده که بطور

خلاصه عبارتند از: [۱۱]

(۱) مدل میرایی خطی (*LDM*)

$$[c] = b[K]_0 \quad (۷-۶)$$

که $[K]_0$ مقدار اولیه ماتریس سختی است. در این روش ماتریس میرایی در طول کل زمان تحلیل ثابت است.

(۲) مدل میرایی شبه خطی (*QDM*)

$$[c] = b[K(t)] \quad (۸-۶)$$

که در این روش ماتریس میرایی متناسب با سختی سازه با گسترش ترک در المان و یا باز شدن درز، کاهش یافته و بنابراین میرایی تغییر می‌کند.

(۳) مدل الاستیک - ترد (*EBM*)

$$[c] = \sum b[K]_0 \quad (۹-۶)$$

که در این روش میرایی متناسب با سختی اولیه و با ضرایب متغیر می‌باشد.

در این تحقیق به جهت سادگی ضریب میرایی پیشنهادی *USBR* برابر با ۰،۰۵ را برای سد بتنی و محیط فونداسیون در نظر می‌گیریم.

حاج مومنی با مقایسه نتایج تحلیل سد ساوه استنباط کرد که تغییر ضریب پواسون برای مصالح سنگ و بتن، تاثیر آنچنانی در مقادیر فرکانس‌های ارتعاش ندارد و می‌توان نتیجه گرفت که انتخاب

ضرایب پواسون در محدوده معمول و قابل قبول متعارف برای مصالح سد و پی جهت بررسی نتایج مدل

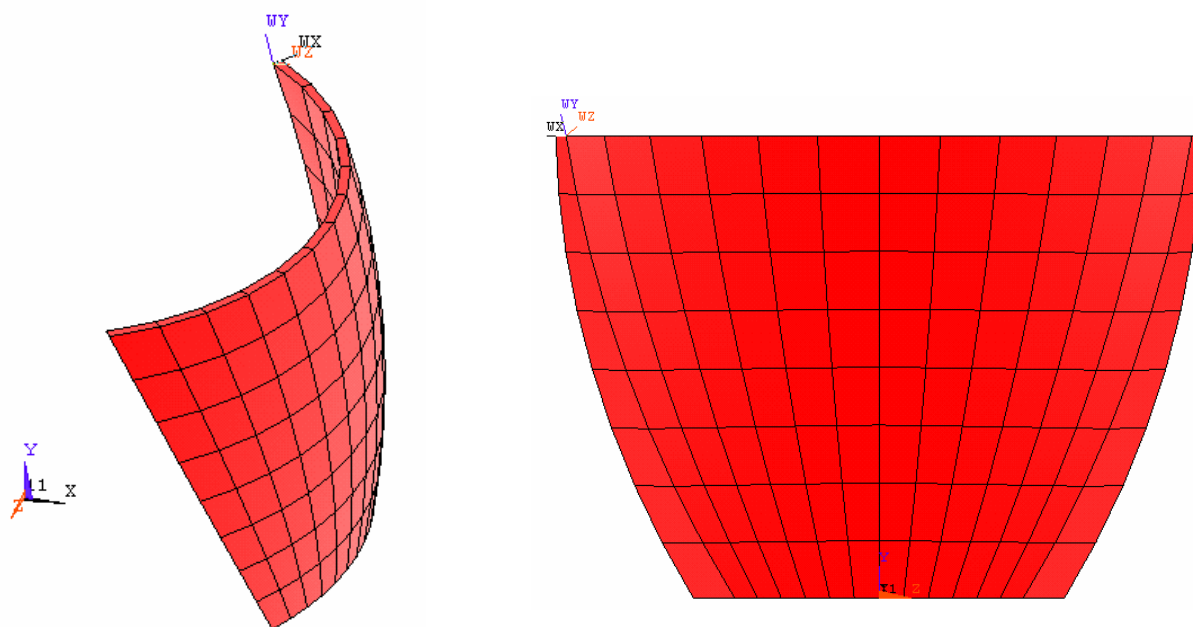
ریاضی کاری معقول می باشد. لذا ضرایب پواسون برای بتن به مقدار ۰,۲ تثبیت شد. [۲]

ابعاد المان‌ها کمتر از ۱۵ متر می باشد و جهت مش بندی محیط سد سعی بر این بود که وجوه

المان‌ها در رویه بالادست و پائین دست (غیر از المان‌های نزدیک تکیه گاهها) موازی محور مختصات اصلی

باشند که برای این منظور باید بدنه سد به اجزای با شکل مکعب که اضلاع این مکعب موازی محور

مختصات بود، تقسیم بندی می شد. نمائی از مش بندی بدنه سد در شکل ۳-۶ قابل مشاهده است.



شکل ۳-۶- نمائی از مش بندی بدنه سد

۳-۲-۶- مدل فونداسیون

هرچند که برای مقاصد مختلف تحلیلی حجم‌هایی با اندازه‌های مختلف از فونداسیون مدل شده

است ولی در تحلیل‌ها، ابعاد فونداسیون برابر ارتفاع سد در اطراف و زیر سد و همچنین در جهت عمود

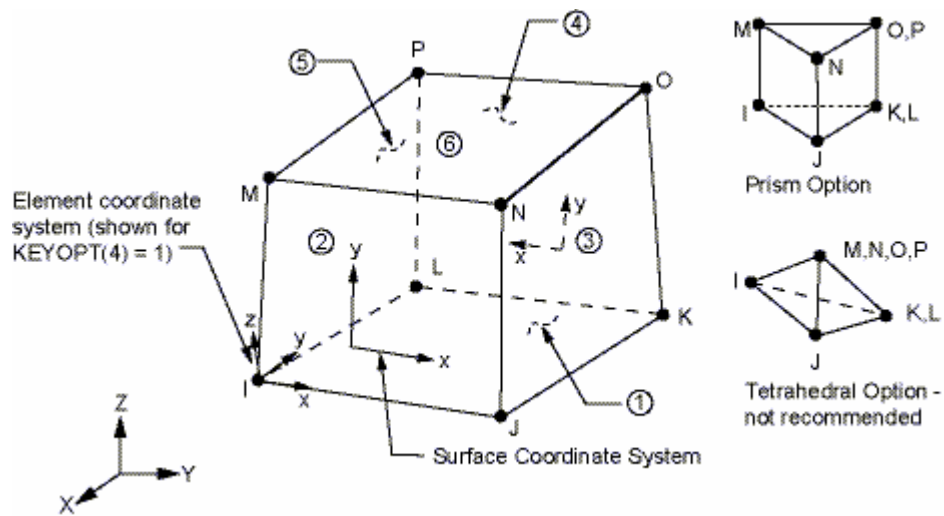
به صفحات بالادست و پایین دست در نظر گرفته شده است. سعی شده تا صفحه عمودی سد در محل تماس با فونداسیون تقریباً مطابق واقعیت و عمود بر آن باشد شکل کلی فونداسیون و نمایی از مش بندی فونداسیون نیز در شکل ۶-۵ آمده است.

۶-۲-۴- المان مورد استفاده در محیط فونداسیون

المان‌های مورد استفاده جهت مش بندی محیط فونداسیون المان *SOLID45* بوده است. این المان که توسط ۸ گره مشخص می‌شود و برای مدل کردن محیط هائی که باید به شکل سه بعدی شبیه سازی شوند، مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر کدام از گره‌های المان دارای سه درجه آزادی انتقالی در جهات اصلی X, Y, Z می‌باشند. شکل کلی این المان در شکل ۶-۴ دیده می‌شود.

جهت وارد نمودن اطلاعات مربوط به مدل فونداسیون با توجه به مطالب بخش قبل از بازه ۱۵ تا 40 (GPA) برای مدول الاستیسیته سنگ (حاج مومنی ۱۳۷۹ [۲]) در این تحقیق از مقدار (GPA) ۳۰ استفاده شده است.

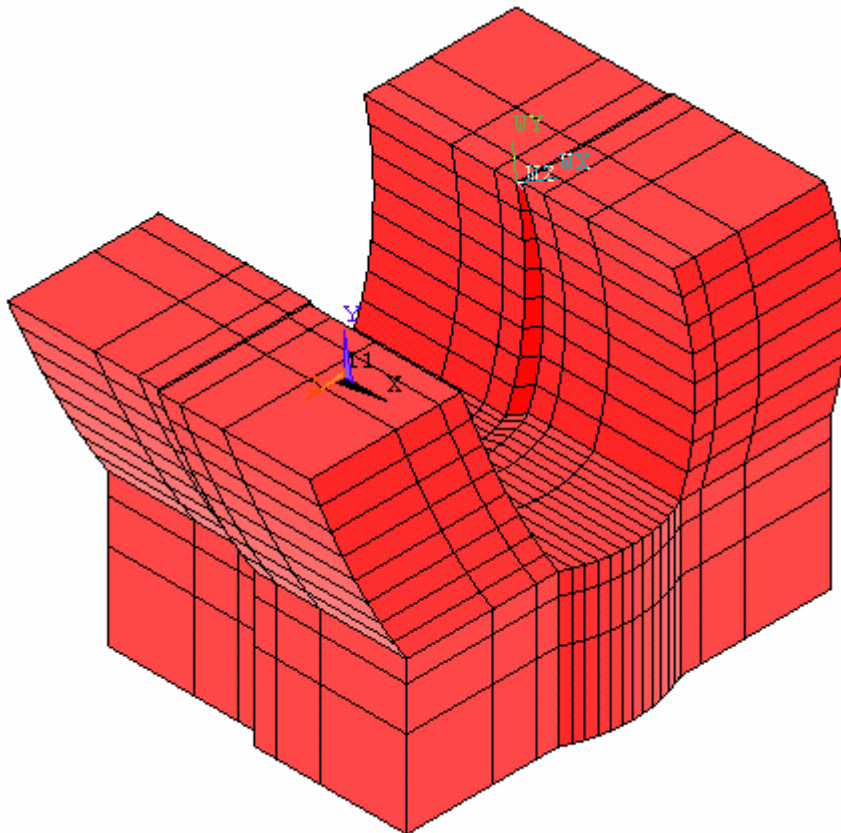
بمنظور وارد نمودن چگالی مصالح فونداسیون با توجه به توضیح مفصلی که درباره مدل عددی فونداسیون در بخش سوم ذکر شد، از فونداسیون بدون جرم (چگالی صفر) در این تحقیق استفاده شده است.



شکل ۶-۴- شکل کلی و هندسه المان *SOLID45*

مقدار وارد شده برای ضریب میرایی همانند بخش قبل برابر 0.05 و ضریب پواسون برای

مصالح فونداسیون برابر 0.25 در نظر گرفته شد. [۲]



شکل ۶-۵- نمایی از مش بندی فونداسیون

۶-۲-۵- مدل مخزن

با توجه به تحقیقات انجام شده در گذشته، هرگاه آنالیز دینامیکی در محدوده زمان صورت پذیرد، طول معینی از دریاچه بالادست در نظر گرفته می‌شود. برطبق مراجع معتبر (مثل *FEREC*)، طولی معادل سه برابر ارتفاع سد در جهت بالادست سد مدل‌سازی گردید. هر چند در نظر گرفتن آب تا فاصله دورتر در جهت بالادست سد می‌تواند باعث افزایش دقت گردد، ولی در نظر گرفتن این طول برای دریاچه برای دقت محاسبات مناسب اعلام شده است. حال به منظور ساده سازی و مطابق توصیه های موجود، جهت مدل‌سازی آن کانالی در بالادست سد در نظر گرفته می‌شود که در محدوده تصویر بدنه سد در صفحه قائم قرار گیرد. [۱]

۶-۲-۶- المان مورد استفاده در محیط مخزن

المان مورد استفاده جهت مدل کردن محیط مخزن، المان *FLUID30* است. این المان جهت مدل کردن محیط های سیال آکوستیک که تحت شتاب قرار دارند مورد استفاده قرار می‌گیرد. همین المان دارای هشت گره بوده و می‌تواند برای حالتی که سیال در نزدیک سازه قرار دارد نیز به کار رود. کاربرد نمونه این المان در مسائل اندرکنش آب و سازه و نیز برای بررسی سازه های غوطه‌ور در سیال می‌باشد. این المان دارای هشت گره می‌باشد.

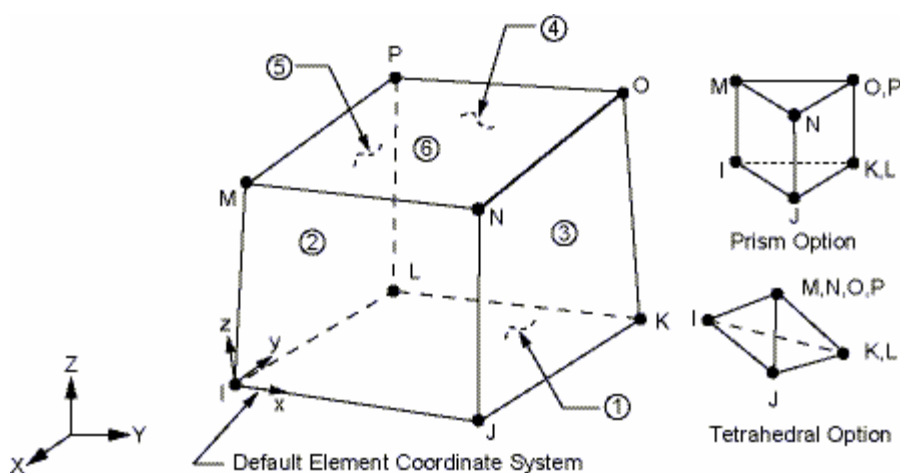
درجه آزادی انتخابی برای همه گره ها، درجه آزادی فشار می‌باشد، ضمن اینکه گره‌های

مجاورسازه علاوه بر درجه آزادی فشار، دارای درجات آزادی انتقالی در سه جهت X ، Y و Z نیز می‌باشند.

این المان توانائی جذب انرژی امواج فشار هیدرودینامیک را در مرزهای خود دارد و همین توانائی

ما را قادر می سازد تا در مرزهای مخزن شرایط مرزی دلخواه جذب انرژی را اعمال کنیم. شکل کلی

این المان در شکل ۶-۶ قابل مشاهده است.



شکل ۶-۶- شکل کلی و هندسه المان FLUID30

تمام تحلیل های ارتعاش آزاد، تاریخچه زمانی، هارمونیک و مودال قابل استفاده در مورد این

المان می باشند. بعد از مش بندی سیال، باید مرز آن با سازه در تمامی گره های دیگر تعریف گردد و

بدین وسیله معادلات سازه و سیال به شکل درگیر (Coupled) در می آیند.

هندسه، موقعیت های گرهی و سیستم مختصات جهت تعریف این المان در شکل ۶-۶ نشان

داده شده است. اطلاعات ورودی جهت تعریف المان علاوه بر مختصات گره های آن چگالی سیال،

سرعت صوت و پارامتری بنام MU جهت تعیین میزان جذب انرژی می باشد. سرعت صوت در سیال

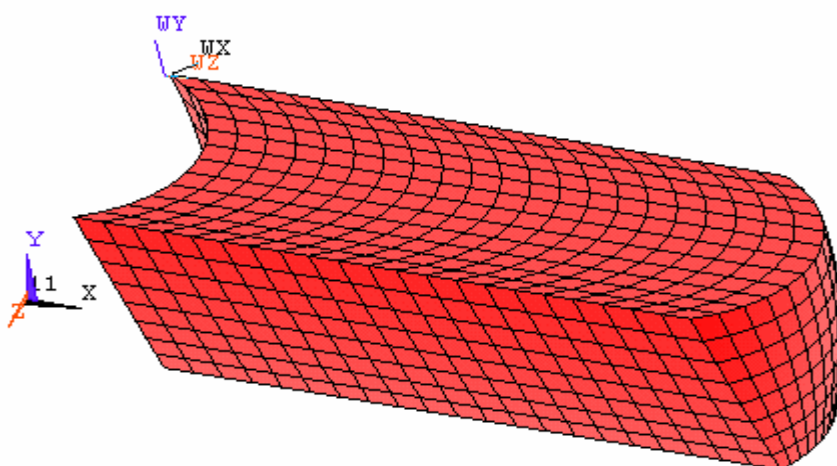
توسط رابطه $\sqrt{k/\rho}$ تعیین می شود که k مدول بالک سیال نام دارد. مقدار MU بین صفر و یک

می‌تواند تغییر کند، که مقدار صفر بیانگر عدم جذب انرژی و مقدار ۱ مبین جذب کامل انرژی است.

به عبارت دیگر اگر MU برابر ۱ باشد، e برابر صفر و m برابر ۱ است.

شکل مش بندی محیط مخزن سد که در این تحقیق به بررسی آن خواهیم پرداخت، در شکل

۶-۷ قابل مشاهده می باشد.



شکل ۶-۷- نمائی از مش بندی محیط مخزن

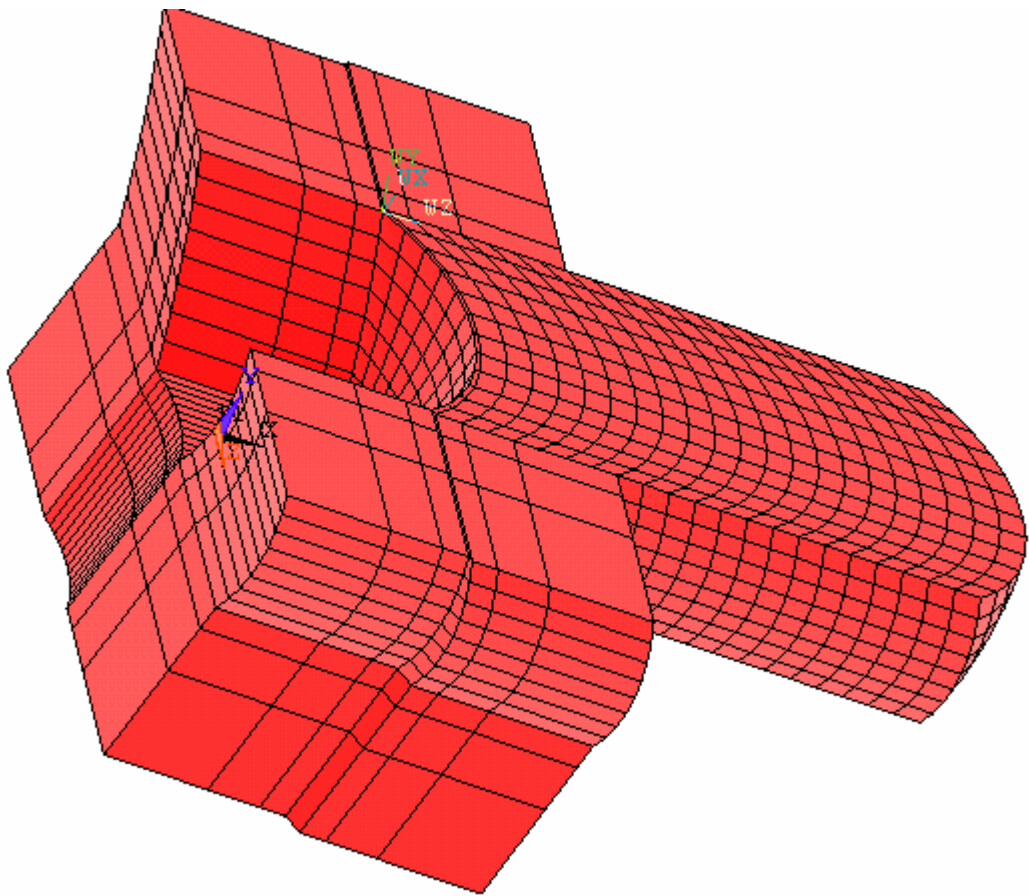
در شکل ۶-۸ نیز کل مدل سد و مخزن و تکیه گاه که توسط برنامه انسیس طراحی شده است

مشاهده می شود.

جهت مدل سازی مساله مورد مطالعه فقط یک درز انقطاع قائم (از درزهای پیرامونی و افقی

صرف نظر شده است)، در قسمت مرکز سد قوسی در نظر گرفته شده است. مشخصات مربوط به این درز

به تفصیل در فصل چهارم آمده است.



شکل ۶-۸- نمائی از مش بندی کل مدل سد ومخزن و تکیه گاه

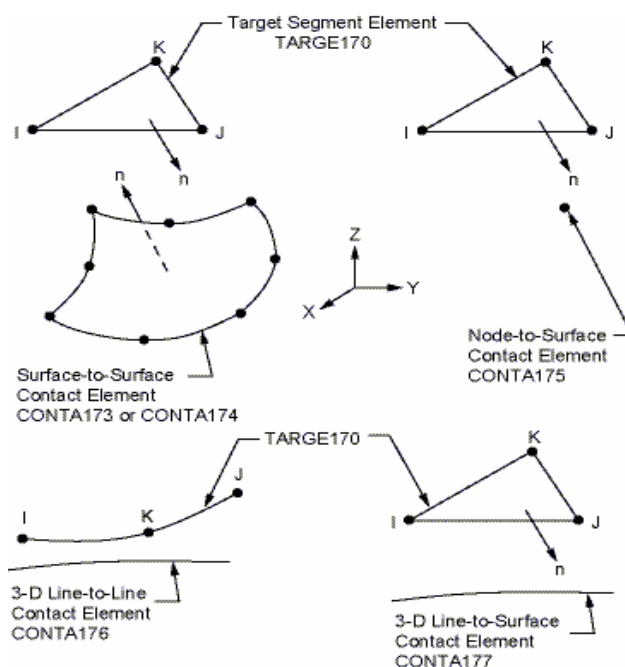
از المان *TARGE170* برای نشان دادن صفحاتی از درزهای تماس که دچار تغییرات سه بعدی می شوند استفاده می شود. این المان همانند *CONTA173* خود بر روی المان های تشکیل شده جسم مبنا (حجم، سطح و یا خط) که تغییر شکل در آنها رخ می دهد و قابلیت انجام عمل درز در آنها وجود دارد، قرار می گیرند. همانگونه که قبلا هم گفته شد در این مساله تفاوتی در نامگذاری برای صفحات *Contact* و *Target* وجود ندارد. در زیر اشکال مربوط به المان های فوق دیده می شود.

جهت تعیین مقادیر مورد نیاز المان همانند فصل چهارم عمل شده است. در این قسمت با توجه به اهمیت *FKN* و *FKT* مختصری از مقادیر پیشنهاد شده آنها در زیر لیست شده است.

حاج مومنی [۲] مقدار ۴۰ برابر مدول الاستیسیته بتن را برای K_n و ۲۰ برابر آن را برای K_s

استفاده کرد. ایزدی نیا [۳] در تحقیق خود برای K_n مقداری برابر ۵۰ برابر مدول الاستیسیته بتن و

برای K_s نیز ۰،۲ برابر آن را بکار برد.



شکل ۶-۹- شکل کلی و هندسه المانهای $TARGE170$ و $CONTA173$

امیدی [۴] برای مقدار اولیه سختی نرمال (K_n) عددی ۱۰۰ مرتبه بزرگتر از مدول الاستیسیته

بتن پیشنهاد داد و با توجه به مقید بودن درزها به باز شدگی در جهت مماس بر قوس، هیچ لغزشی را

برای درز متصور نشده (مدل سازی کلید برشی قائم)، و در حقیقت نیازی به تعریف سختی مماسی

(K_s) ندید. قشقایی [۶] نیز مقادیر کمتر از ۱۰۰ برابر مدول الاستیسیته بتن را برای K_n فرض کرده و

در نهایت مقدار ۱۰ برابر آن را استفاده نمود و این مقدار را ۱۰ برابر K_s اعلام کرد.

در این مساله با استفاده از مقادیر پیش فرض برنامه انسیس که خود مبتنی بر مقادیر ورودی جهت مواد بدنه سد می باشد و مقایسه پاسخ های سد با سایر مقادیر پیشنهادی تغییرات چندانی مشاهده نگردیده و لذا از پیش فرض ها استفاده گردید.

۳-۶- شرایط مرزی اعمال شده

شرط مرزی اعمال شده به محیط فونداسیون بدین گونه بود که تمامی گره های مرزی کف و موازی کناره های سد در جهات انتقالی X ، Y ، Z و مرزهای در امتداد قوس سد در جهت X مقید شده اند. (شکل ۵-۶)

در محیط مخزن نیز دو نوع شرط مرزی اعمال شده در نظر گرفته شده است. اولین شرط مرزی در مرز مشترک بین سد و مخزن است که بشکل 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 در کلیه گره های سطح مخزن، صفر فرض شده است.

فصل هفتم

بارگذاری و تحلیل

۷-۱- بارگذاری و تحلیل

در این بخش از پایان نامه با توجه به مطالب ذکر شده در فصول قبل اقدام به ساخت، بارگذاری و

تحلیل مدل سد دو قوسی بتنی نموده و به بررسی نتایج حاصله پرداخته می‌شود.

به منظور اطمینان اولیه از صحت انجام عملیات کنش و واکنش سد، فونداسیون و آب مخزن و

کنترل عملیات درگیر نمودن گره‌های چسبیده به هم در هر سه مرز، ابتدا یک مدل کامل را تحت اثر

وزن آب قرار داده و با اعمال شتاب گرانش زمین $\left(g = 9.806 \frac{m}{s^2}\right)$ انتظار خود را در پاسخ خطی

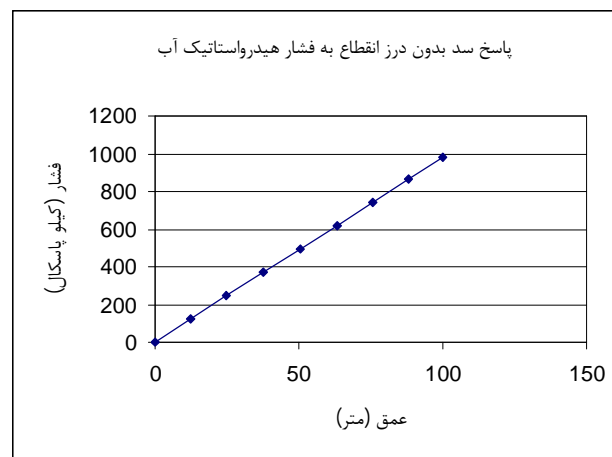
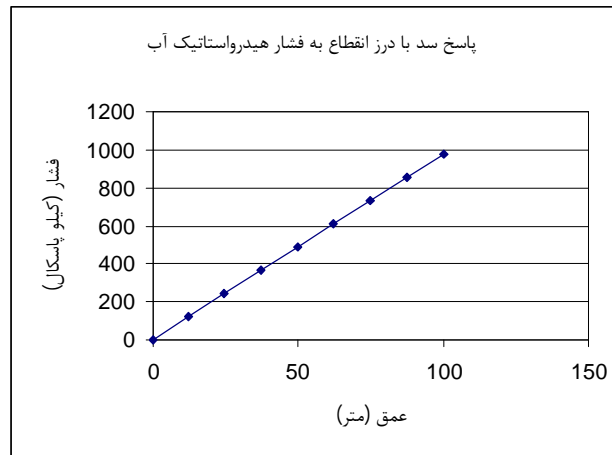
فشار هیدرواستاتیک $(P = gh)$ بدنه سد، بررسی می‌نماییم.

این عمل را برای هر دو مدل ساخته شده با و بدون درز انقطاع انجام گردیده و نتایج در ذیل

مشاهده می‌شود.

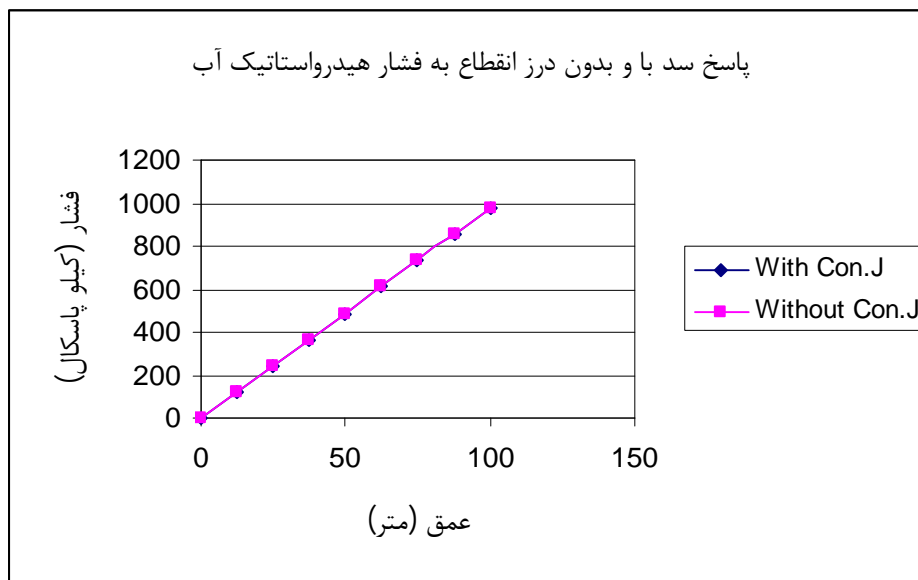
جدول ۷-۱- بررسی نتایج پاسخ سد به فشار هیدرواستاتیک آب در دو حالت با و بدون درز انقطاع

ردیف	با درز انقطاع			بدون درز انقطاع			
	شماره گره	عمق از سطح آب (m)	فشار (KPa)	شماره گره	عمق از سطح آب (m)	فشار (KPa)	درون یابی
1	254	0	0	242	0	0	0,00
2	261	12,23	119,97	310	12,36	121,18	119,90
3	262	24,61	241,37	311	24,94	244,6	241,36
4	263	37,11	363,87	312	37,66	369,31	363,92
5	264	49,67	487,11	313	50,42	494,37	487,01
6	265	62,28	610,75	314	63,11	618,87	610,73
7	266	74,9	734,45	315	75,66	741,93	734,48
8	267	87,48	857,85	316	87,98	862,76	857,86
9	260	100	980,6	262	100	980,6	980,60



شکل ۷-۱- (الف و ب) بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرواستاتیک آب

با درون یابی کردن مقادیر عمق بصورت خطی ، دو گراف را در یک نمودار داریم :



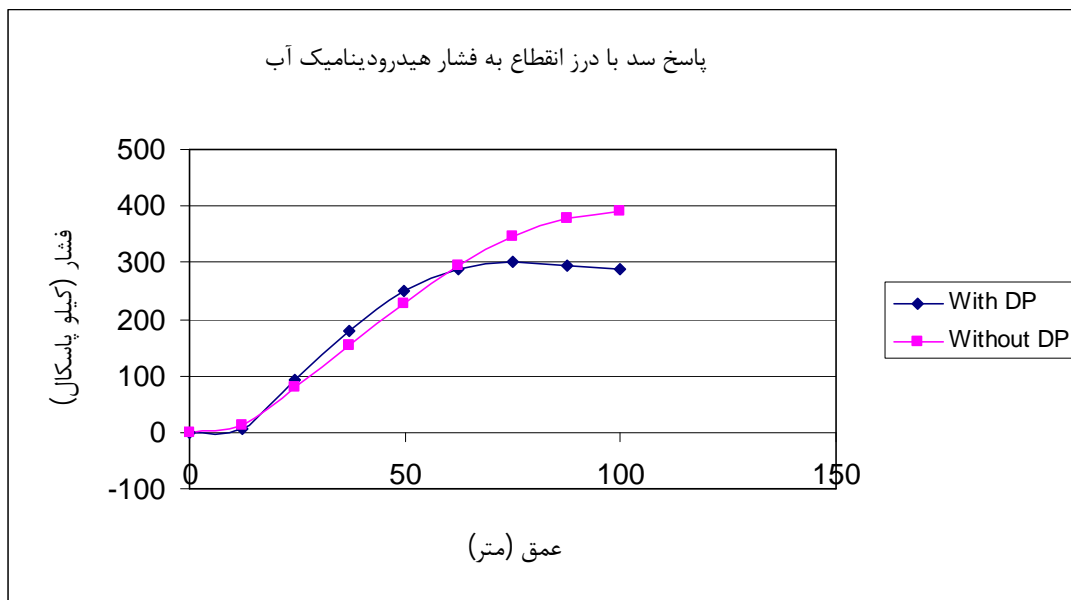
شکل ۱-۷-ج) بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرواستاتیک آب

سپس با بکار بردن گزینه پلاستیک دراکر-پراگر در مدل، مقایسه‌ای بین نتایج حاصله حالت با و بدون

در نظر گرفتن آن را بررسی می‌نماییم.

جدول ۷-۲- بررسی نتایج پاسخ سد با درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراکر-پراگر

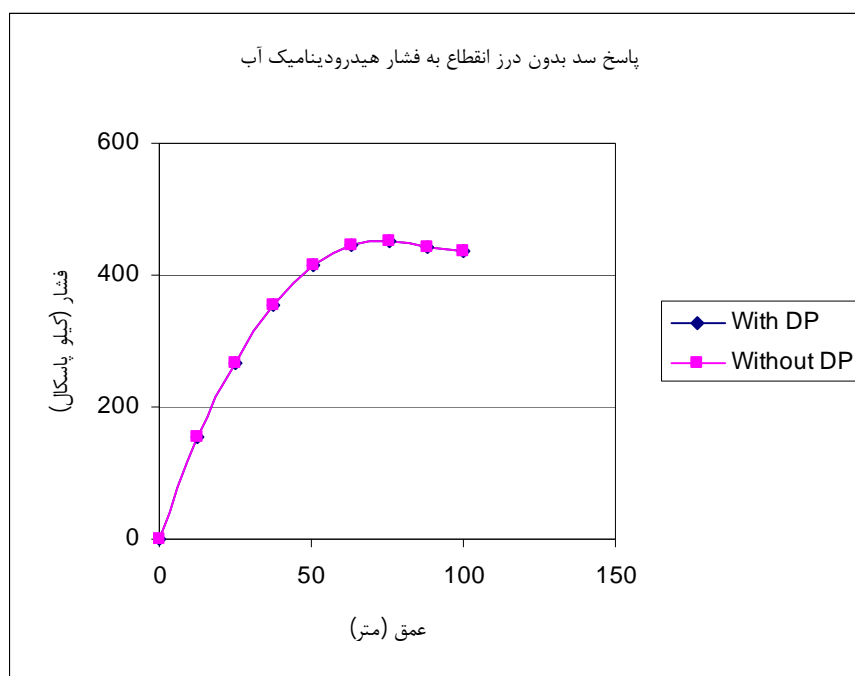
با درز انقطاع					
ردیف	شماره گره	عمق از سطح آب (m)	فشار (KPa)		اختلاف
			با DP	بدون DP	(%)
1	254	0	0	0	0
2	261	12,23	6,694	11,408	70,42%
3	262	24,61	93,24	79,585	-14,65%
4	263	37,11	180,3	152,91	-15,19%
5	264	49,67	248,78	226,96	-8,77%
6	265	62,28	289,61	294,5	1,69%
7	266	74,9	302,39	347,22	14,83%
8	267	87,48	295,99	379,06	28,07%
9	260	100	289,09	390,33	35,02%



شکل ۷-۲- بررسی نتایج پاسخ سد با درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراکر-پراگر

جدول ۳-۷- بررسی نتایج پاسخ سد بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراگر-پراگر

بدون درز انقطاع					
ردیف	شماره گره	عمق از سطح آب (m)	فشار (KPa)		اختلاف (%)
			با DP	بدون DP	
1	242	0	0	0	0
2	310	12,36	155,29	155,29	0,00%
3	311	24,94	268,09	268,09	0,00%
4	312	37,66	354,55	354,55	0,00%
5	313	50,42	413,91	413,91	0,00%
6	314	63,11	445,34	445,34	0,00%
7	315	75,66	451,73	451,73	0,00%
8	316	87,98	442,67	442,67	0,00%
9	262	100	435,69	435,69	0,00%

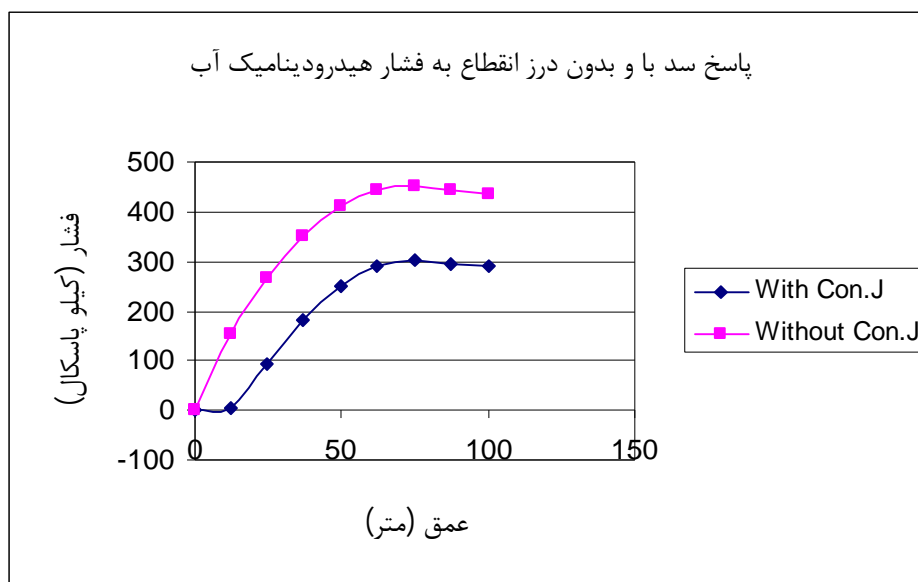


شکل ۳-۷- بررسی نتایج پاسخ سد بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب در دو حالت با و بدون دراگر-پراگر

با میان یابی نمودن مقادیر عمق بروش خطی ، دو گراف را در یک نمودار داریم:

جدول ۴-۷- بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب

ردیف	با درز انقطاع			بدون درز انقطاع			
	شماره گره	عمق از سطح آب (m)	فشار (KPa)	شماره گره	عمق از سطح آب (m)	فشار (KPa)	درون یابی
1	254	0	0	242	0	0	0,00
2	261	12,23	6,694	310	12,36	155,29	154,12
3	262	24,61	93,24	311	24,94	268,09	265,85
4	263	37,11	180,3	312	37,66	354,55	351,99
5	264	49,67	248,78	313	50,42	413,91	412,05
6	265	62,28	289,61	314	63,11	445,34	444,92
7	266	74,9	302,39	315	75,66	451,73	452,29
8	267	87,48	295,99	316	87,98	442,67	442,96
9	260	100	289,09	262	100	435,69	435,69

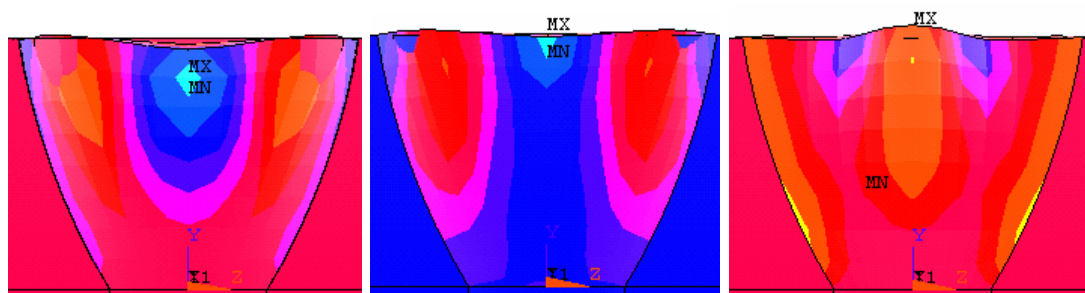


شکل ۴-۷- بررسی نتایج پاسخ سد با و بدون درز انقطاع به فشار هیدرودینامیک آب

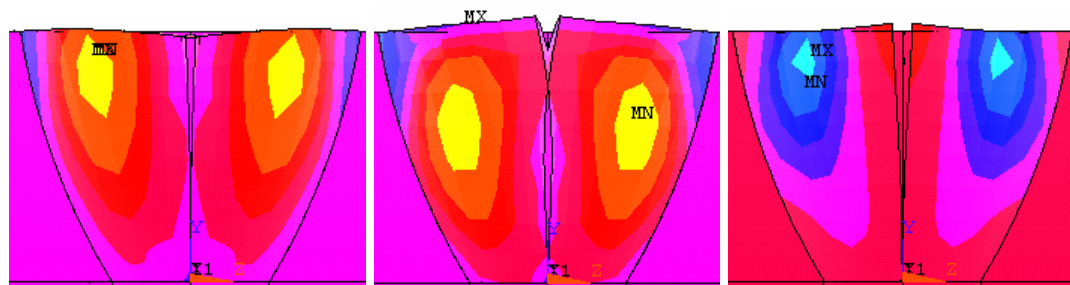
گام سوم در بحث بررسی صحت انجام محاسبات توسط نرم افزار و کارکرد مدل ایجاد شده، کنترل فعالیت درز انقطاع می باشد. جهت بررسی این موضوع نیاز است رفتار سازه با درز انقطاع با سد

بدون درز مقایسه و کنترل شود. قابل ذکر است که درزهای انقطاع همانگونه که ذکر شد اجازه می‌دهند که سازه سد تنش‌های کششی (که بتن قابلیت تحمل آن را ندارد) ایجاد شده در بدنه خود تحت تحریکات بارگذاری را آزاد نماید. لذا انتظار می‌رود که تنش‌های کششی مدل دارای درز در سطح پایین دست سد و مخصوصاً در نزدیکیهای محل درز انقطاع (وسط سد) از همتای نقاط خود در مدل سد بدون درز کمتر باشد.

در اشکال زیر به منظور مقایسه مقادیر و کانتورهای تنش کششی سطح پایین دست سد با درز و سد بدون درز _ که مقادیر مثبت آن نشان دهنده تنش‌های کششی می‌باشد _ در سه گام بارگذاری دیده می‌شود.



شکل ۵-۷-الف) کانتور تنش کششی سطح پایین دست سد بدون درز انقطاع در سه بارگذاری (۱۲، ۱۵ و ۳۲)



شکل ۵-۷-ب) کانتور تنش کششی سطح پایین دست سد با درز انقطاع در سه بارگذاری (۱۲، ۱۵ و ۳۲)

جدول ۷-۵- مقادیر تنش کششی سطح پایین دست سد با و بدون درز انقطاع در سه بارگذاری (۱۲، ۱۵ و ۳۲)

ردیف	شماره بارگذاری	زمان (s)	با درز انقطاع		بدون درز انقطاع	
			تنش (KPa)		تنش (KPa)	
			MIN (Pres.)	MAX (Tensile)	MIN (Pres.)	MAX (Tensile)
1	12	0	-2,31E+06	3,31E+06	-1,57E+06	1,72E+06
2	15	12,23	-8,70E+06	8,40E+05	-4,30E+06	1,61E+06
3	32	24,61	-1,13E+06	1,03E+05	-7,50E+05	1,16E+06

تصاویر و مقادیر نشان‌دهنده کاهش تنش‌های کششی در محل درز انقطاع و صحت فعالیت درز می‌باشد.

اما قبل از رسیدن به پاسخ‌های بالا نیاز بود تا ابتدا مقدار زمان دوره تناوب سازه تعیین شود تا بر اساس آن بتوان دوره تناوب بار زلزله را انتخاب نمود.

جهت مشخص نمودن دوره تناوب سازه، پیرو موداول آن که بالاترین پیرو نیز می‌باشد مورد نیاز است لذا از طریق انجام آنالیز مودال، مقادیر فرکانس در ۱۰ موداول سازه حاصل می‌شود. اما این مقادیر شامل دو بخش بخش حقیقی^۱ و بخش موهومی^۲ می‌باشد. مقادیر حقیقی نشان از شرایط پایداری سیستم دارند به این ترتیب که علامت مثبت بیانگر ناپایداری سیستم و علامت منفی آن به مفهوم پایداری سیستم و یا کاهش نهایی تغییر مکانهای سیستم می‌باشد. قسمت موهومی فرکانس‌های پاسخ سیستم که نشان‌دهنده فرکانس‌های چرخشی حالت پایداری سیستم می‌باشند

¹ Real Part

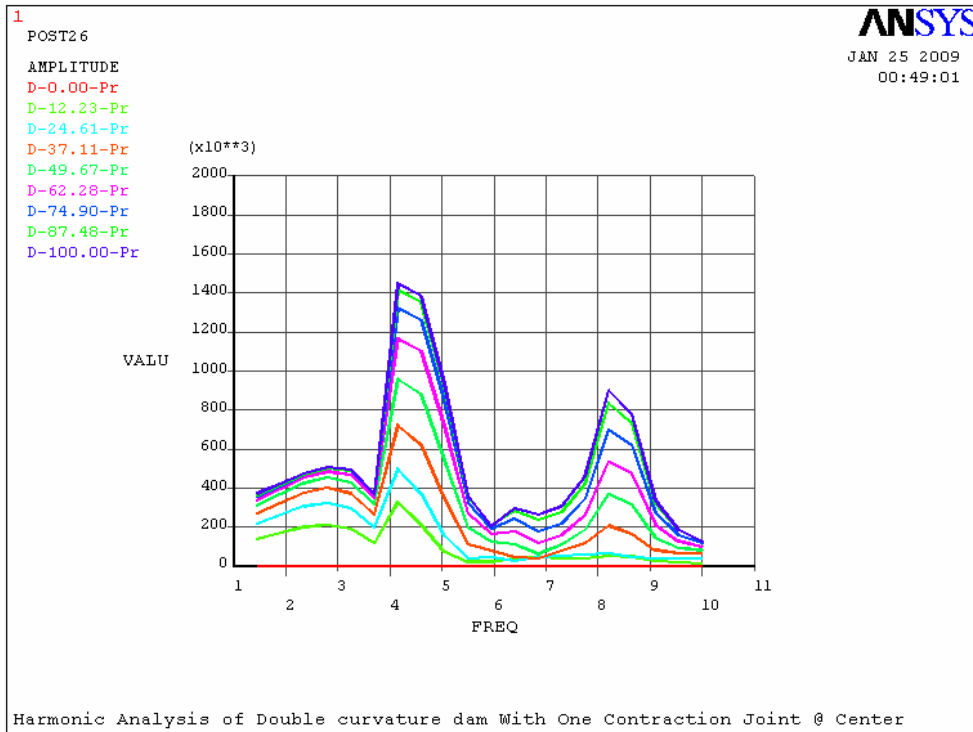
² Imaginary Part

شرایط سازه را در حالت سه بعدی آن نشان می‌دهند و مقادیر بیشینه و کمینه فرکانس ($3,9999Hz$) سازه را برای وضعیت سه بعدی حرکت آن نشان می‌دهند. از آنجا که در این مساله تنها فرکانس امتداد رودخانه و عمودی بر صفحه بالادست سد مد نظر می‌باشد (چرا که بارگذاری زلزله تنها در این وضعیت اعمال شده است)، لذا نیاز است با اعمال یک نیروی افقی و تحلیل مجدد سیستم از طریق انجام آنالیز هارمونیک، مقادیر فشارهای وارده به سازه سد را در فرکانس‌های مورد نظر (برابر با تعداد فرکانس‌های انتخابی در حالت آنالیز مودال) بصورت گرافی مشاهده کرد. بررسی مقادیر ماکزیمم فشارهای وارده و موقعیت آن از نظر فرکانس موجود، ایده مناسبی از فرکانس مود اول سازه در حالت آنالیز مودال می‌دهد. یعنی از آنجا که در آنالیز هارمونیک تنها از شتاب در راستای X عمود بر سد (جهت رودخانه) استفاده شده است، اطمینان حاصل شده است که فرکانسی که در آن نیروها و جابه‌جایی‌ها بیشتر هستند. فرکانس مودی از سازه است که تنها در راستای افقی تحریک شده است.

با بررسی و مقایسه فرکانس حاصله با فرکانس‌های بدست آمده از آنالیز مودال که پاسخ به تحریکات شتاب در آن در هر سه بعد همزمان صورت پذیرفته بود و نزدیکی فرکانس‌های حاصله از دو آنالیز، این مطلب مشخص شد که مقدار فرکانس و به تبع آن پیوند ارتعاشات بدنه سد در جهت مقتضی صحیح بوده و قابل استناد می‌باشد. این در حالی است که ضرایب میرایی همانطور که قبلا نیز ذکر شده بود بر اساس $USBR$ برابر میرایی رایلی برای هر دو محیط سد و فونداسیون در نظر گرفته می‌شود که برای ماتریس سختی آن برابر $0,05$ قرار داده شده است.

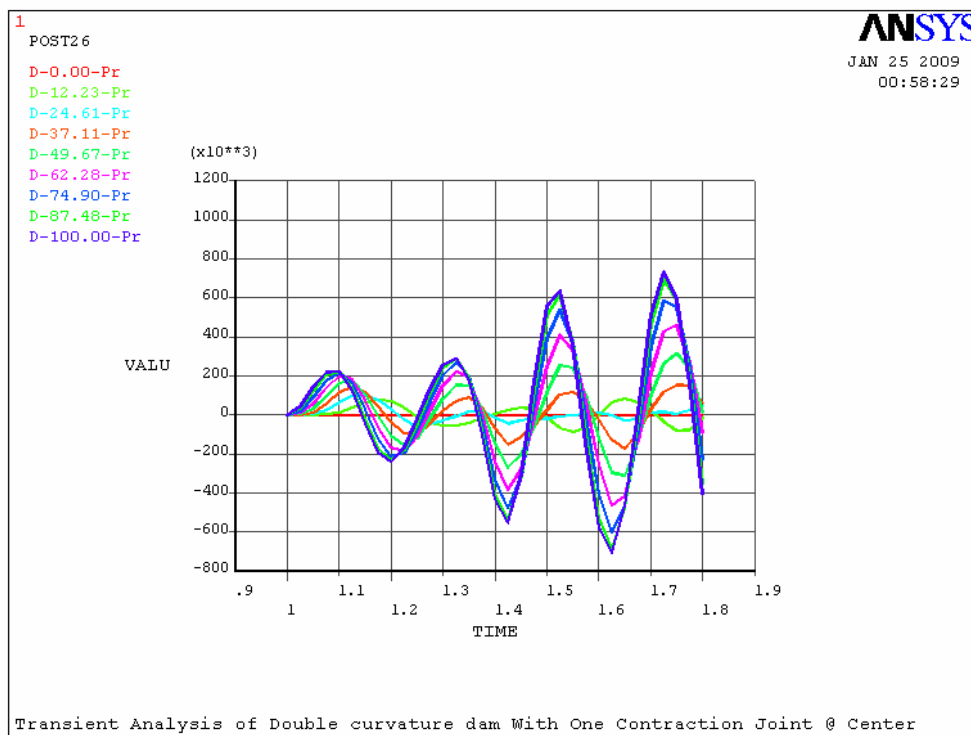
جدول ۶-۷- نتایج تحلیل مودال

ردیف	شماره مود	فرکانس (Hz)		دوره تناوب (S)
		مقدار حقیقی	مقدار موهومی	
1	1	-0,0721	3,9999	0,2500
2	2	-0,0721	-3,9999	-0,2500
3	3	-0,1937	4,2402	0,2358
4	4	-0,1937	-4,2402	-0,2358
5	5	-0,3798	4,8084	0,2080
6	6	-0,3798	-4,8084	-0,2080
7	7	-3,8288	3,4077	0,2935
8	8	-3,8288	-3,4077	-0,2935
9	9	-0,3486	6,3823	0,1567
10	10	-0,3486	-6,3823	-0,1567
11	11	-0,2149	8,4343	0,1186
12	12	-0,2149	-8,4343	-0,1186



شکل ۶-۷- نتایج تحلیل هارمونیک

حال با توجه به داشتن فرکانس‌های مود اصلی سازه، مقدار دوره تناوب یافته می‌شود. اما اهمیت داشتن این مطلب در این است که پاسخ آنالیز گذرا سیستم به شتابهای اعمالی بستگی مستقیم به مقدار دوره تناوب شتاب زلزله اعمالی دارد. باین ترتیب که اگر مقدار پریود ارتعاشات زلزله کمتر از پریود مود اول باشد (پریود مود اول بیشتر از مود دوم و ...) محل و بازه زمانی دقیق مقادیر ماکزیمم فشار و جابجایی مشخص نخواهد بود. یعنی در این صورت همانطور که در شکل دیده می‌شود، مقادیر فشار و جابجایی با افزایش زمان مرتبا افزایش می‌یابند و امکان بررسی پاسخ‌های بیشینه در زمان محدود ممکن نیست.



شکل ۷-۷- نتایج تحلیل ترانزینت برای دوره تناوب ارتعاش کمتر از دوره تناوب سازه

برابر بودن پریود زلزله با پریود اصلی سازه نیز ایجاد پدیده تشدید (رزونانس) را می‌نماید که مطلوب این تحقیق نبوده و باعث دور شدن از مقادیر واقعی پاسخ سد به نیروهای اعمالی می‌شود.

لذا سعی می‌شود تا با انتخاب یک پریود مناسب برای زلزله که از نظر مقدار اندکی بیشتر از پریود اصلی سازه باشد، مقادیر ماکزیمم فشارها و جابجایی‌ها را در محدوده کوتاهتری از زمان شاهد باشیم.

اینک با اطمینان یافتن از صحت نحوه انجام عملیات تحلیل، به بحث اصلی پایان نامه پرداخته می‌شود. در این قسمت سعی می‌شود تا با اعمال تغییرات مورد نظر برای m (ضریب جذب امواج) که البته در المان *FLUID30* با عنوان *MU* شناخته می‌شود. نتایج پاسخ فشار هیدرو-دینامیک سد را بررسی می‌نماییم همانگونه که ذکر شد، مقدار m در بازه (۰ و ۱) قرار می‌گیرد.

لذا برای انجام این مهم چندین سد با ابعاد مختلف، تحت بارگذاری ثابتی، با m های (در برنامه انسیس *MU*) مختلف قرار گرفته و نتایج ضبط می‌شود. در ادامه همین عملیات برای سد بدون درز نیز انجام می‌شود.

در این پایان نامه با توجه به اینکه هدف بررسی اثر میرایی در کف و دیواره‌های مخزن می‌باشد، لذا از اتلاف انرژی در مرز بین سد و آب صرفنظر شده است.

جدول ۷-۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

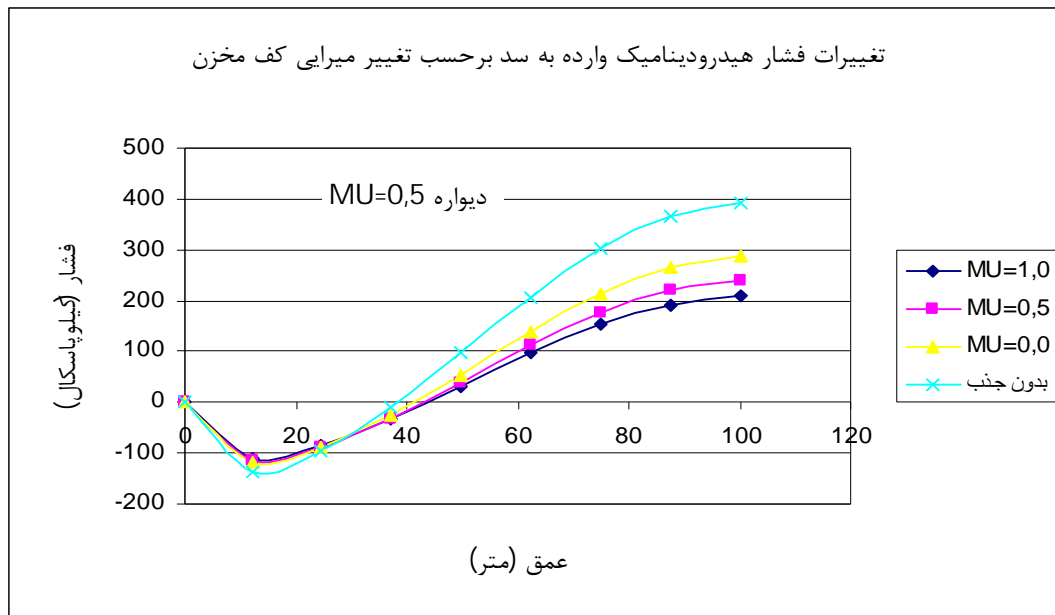
		طول تاج = ۱۴۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=1,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشر (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	254	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	261	12,23	-103,01	-34,3%	-105,73	-23,6%	-110,25	-20,3%	
3	262	24,61	-79,453	-16,1%	-81,81	-13,6%	-84,051	-11,2%	
4	263	37,11	-31,941	235,3%	-32,508	241,2%	-30,075	215,7%	
5	264	49,67	26,473	-72,6%	28,985	-70,0%	37,659	-61,0%	
6	265	62,28	85,986	-58,3%	92,719	-55,1%	108,35	-47,5%	
7	266	74,9	136,59	-54,7%	148,34	-50,8%	170,36	-43,5%	
8	267	87,48	170,86	-53,2%	187,8	-48,6%	213,96	-41,4%	
9	260	100	186,68	-52,3%	206,3	-47,3%	233,66	-40,3%	



شکل ۷-۸- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

جدول ۷-۸- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

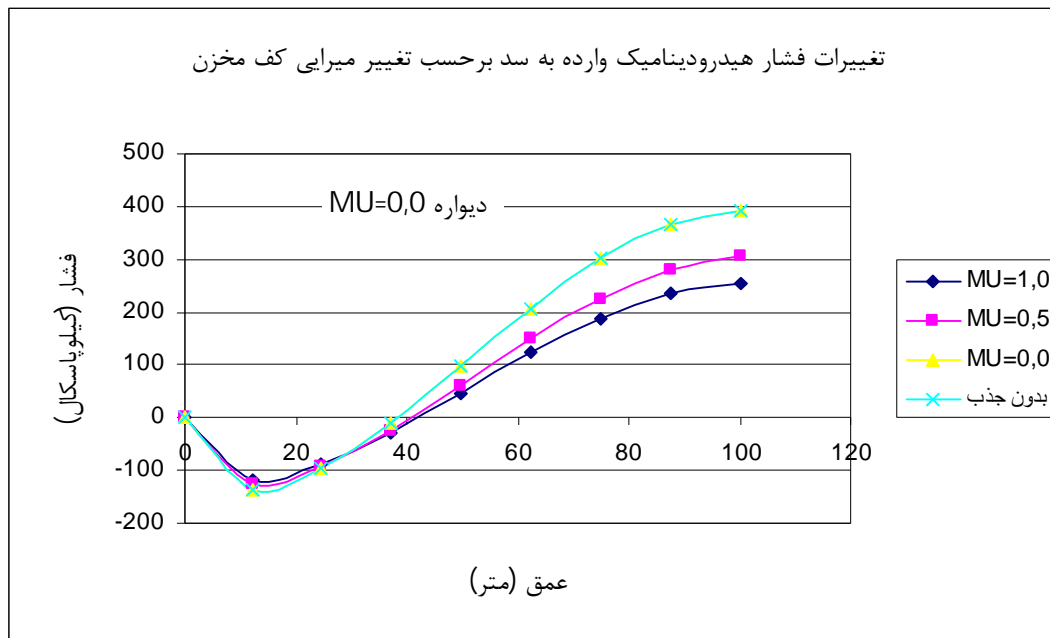
طول تاج = ۱۴۰ متر ارتفاع = ۱۰۰ متر								
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,5$					
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$	
1	254	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%
2	261	12,23	-109,35	-26,5%	-113,3	-18,1%	-119,93	-13,3%
3	262	24,61	-84,044	-11,2%	-86,497	-8,7%	-89,146	-5,9%
4	263	37,11	-32,581	242,0%	-30,937	224,7%	-25,824	171,1%
5	264	49,67	31,007	-67,9%	38,952	-59,7%	54,153	-43,9%
6	265	62,28	96,144	-53,4%	111,89	-45,8%	138	-33,1%
7	266	74,9	152,16	-49,5%	175,83	-41,6%	211,8	-29,7%
8	267	87,48	191,34	-47,6%	220,83	-39,6%	263,62	-27,9%
9	260	100	209,73	-46,4%	241,21	-38,4%	286,29	-26,9%



شکل ۷-۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

جدول ۷-۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

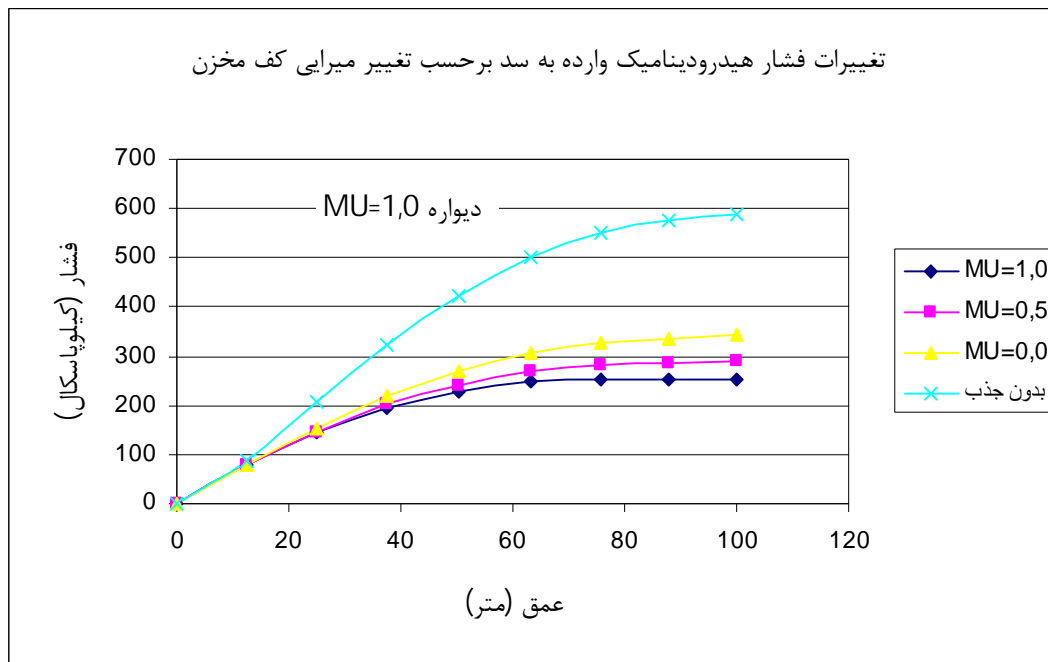
		طول تاج= ۱۴۰ متر		ارتفاع= ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	254	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	261	12,23	-119,92	-15,4%	-126,46	-8,6%	-138,33	0,0%	
3	262	24,61	-89,066	-5,9%	-92,353	-2,5%	-94,695	0,0%	
4	263	37,11	-28,013	194,0%	-24,184	153,8%	-9,527	0,0%	
5	264	49,67	46,98	-51,3%	60,672	-37,2%	96,557	0,0%	
6	265	62,28	123,51	-40,2%	148,62	-28,0%	206,37	0,0%	
7	266	74,9	189,08	-37,2%	225,73	-25,1%	301,27	0,0%	
8	267	87,48	234,36	-35,9%	281,09	-23,1%	365,38	0,0%	
9	260	100	254,644	-35,0%	306,09	-21,8%	391,54	0,0%	



شکل ۷-۱۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

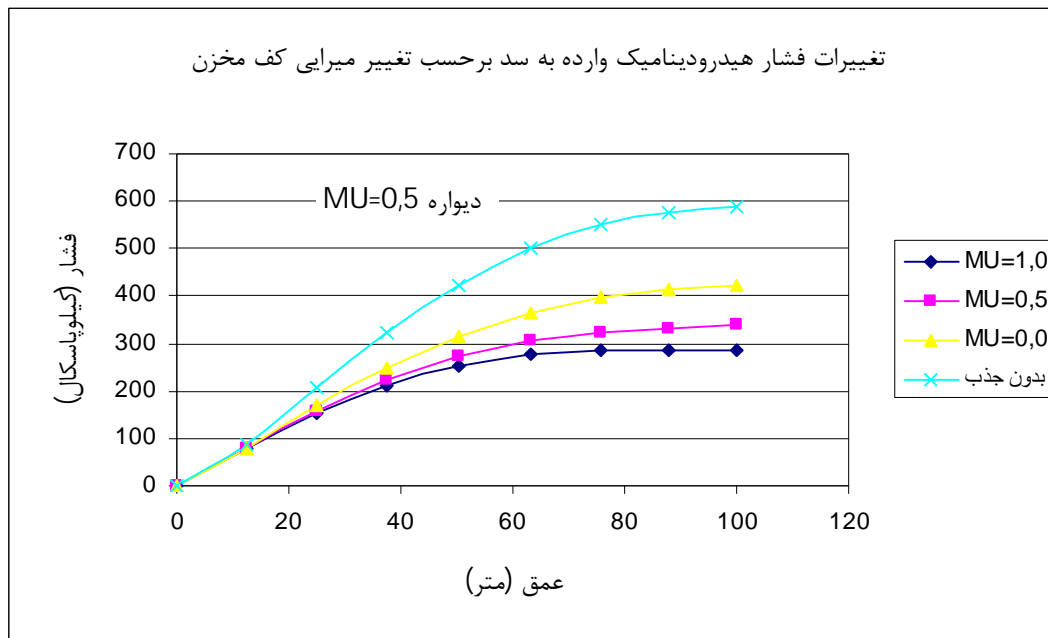
		طول تاج = ۱۴۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=1,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	242	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	310	12,36	79,894	-8,0%	78,296	-9,3%	78,337	-9,2%	
3	311	24,94	145,1	-29,8%	147,01	-28,8%	154,33	-25,3%	
4	312	37,66	194,65	-39,6%	201,82	-37,3%	218,46	-32,2%	
5	313	50,42	228,57	-45,8%	242,13	-42,6%	268,85	-36,3%	
6	314	63,11	247,11	-50,5%	267,78	-46,4%	304,5	-39,0%	
7	315	75,66	252,49	-54,1%	280,37	-49,1%	326,05	-40,8%	
8	316	87,98	250,62	-56,6%	284,38	-50,8%	336,57	-41,7%	
9	262	100	253,75	-56,9%	289	-50,9%	342,69	-41,8%	



شکل ۷-۱۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

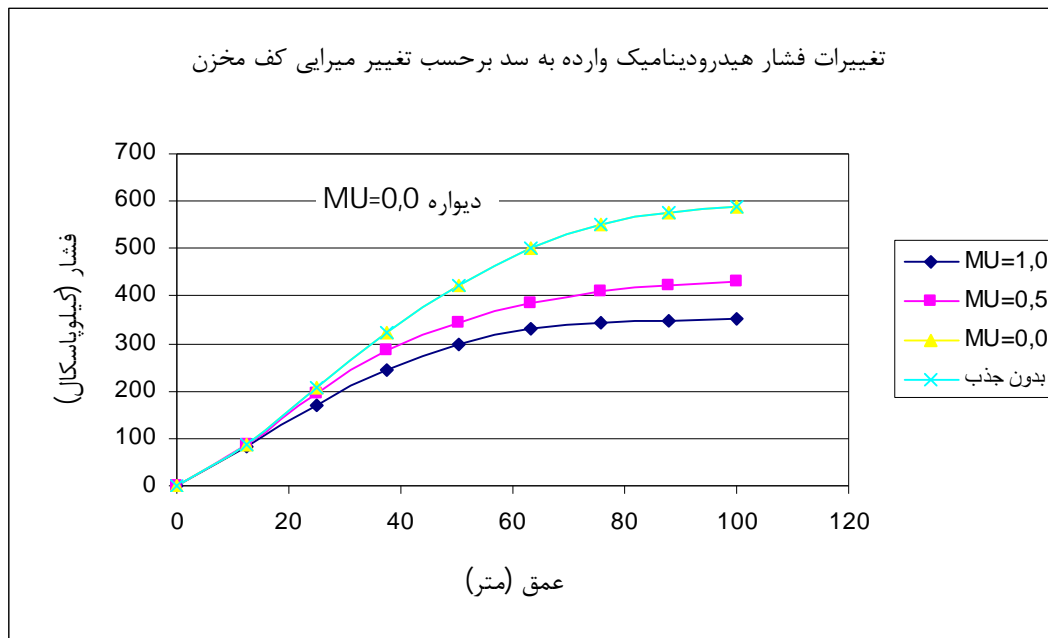
		طول تاج = ۱۴۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,5$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	242	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	310	12,36	80,064	-7,8%	78,056	-9,6%	78,296	-9,3%	
3	311	24,94	152,48	-26,2%	156	-24,5%	168,18	-18,6%	
4	312	37,66	210,16	-34,8%	221,68	-31,2%	249,06	-22,7%	
5	313	50,42	251,46	-40,4%	272,35	-35,5%	315,93	-25,1%	
6	314	63,11	275,65	-44,8%	306,54	-38,6%	365,75	-26,7%	
7	315	75,66	284,48	-48,3%	325,06	-41,0%	397,79	-27,7%	
8	316	87,98	284,02	-50,8%	332,23	-42,5%	414,48	-28,2%	
9	262	100	287,78	-51,1%	338,02	-42,6%	422,66	-28,2%	



شکل ۷-۱۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

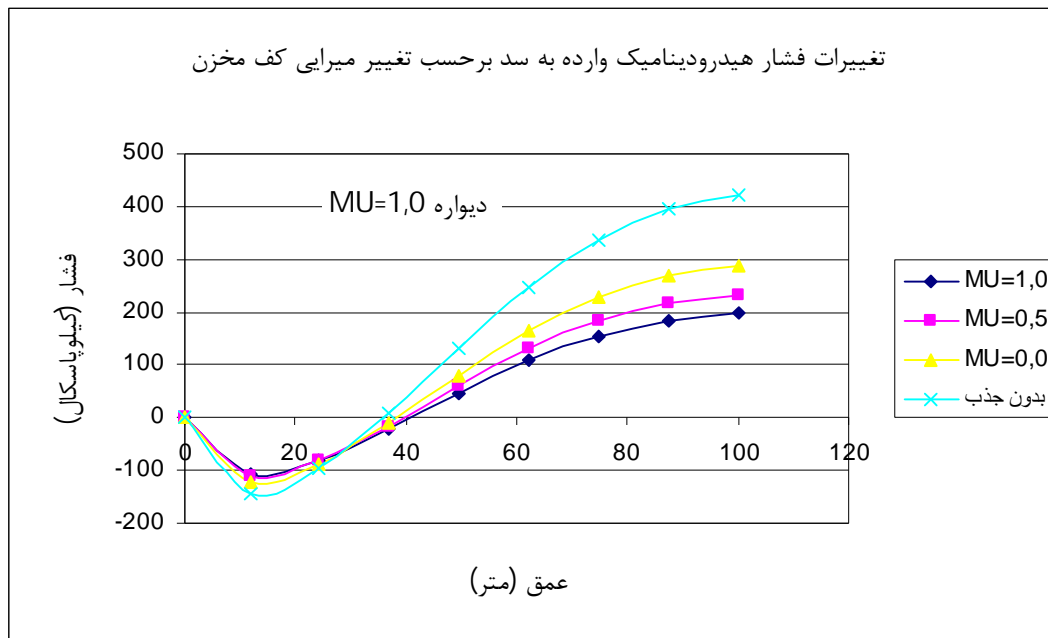
		طول تاج = ۱۴۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	242	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	310	12,36	84,519	-2,1%	85,32	-1,1%	86,306	0,0%	
3	311	24,94	170,47	-17,5%	194,76	-5,7%	206,61	0,0%	
4	312	37,66	242,42	-24,7%	284,13	-11,8%	322,13	0,0%	
5	313	50,42	296,33	-29,8%	343,97	-18,5%	422,08	0,0%	
6	314	63,11	330,05	-33,9%	384,8	-22,9%	499,3	0,0%	
7	315	75,66	344,74	-37,4%	410,93	-25,4%	550,5	0,0%	
8	316	87,98	346,8	-39,9%	423,61	-26,6%	577,43	0,0%	
9	262	100	351,34	-40,3%	431,46	-26,7%	588,71	0,0%	



شکل ۷-۱۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

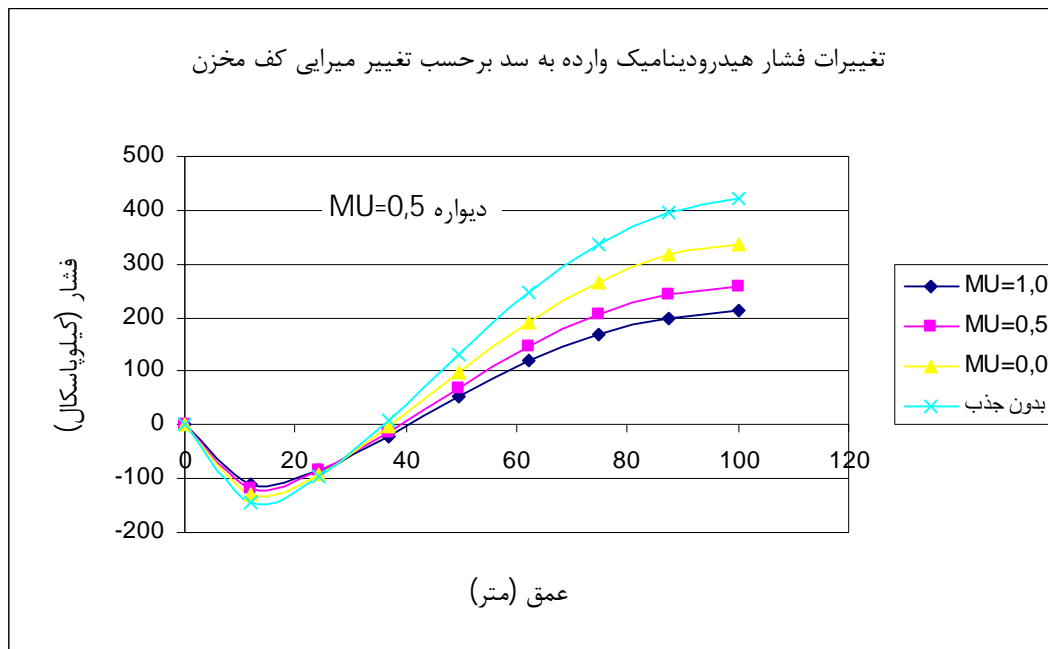
		طول تاج = ۲۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=1,0$						
			اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	362	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	372	12	-107,08	-33,6%	-111,17	-22,3%	-120,65	-15,7%	
3	373	24,28	-81,195	-14,7%	-82,39	-13,5%	-87,216	-8,4%	
4	374	36,76	-21,535	-349,5%	-16,964	-296,5%	-10,393	-220,4%	
5	375	49,39	46,947	-64,2%	59,028	-55,0%	80,277	-38,9%	
6	376	62,09	109,32	-55,4%	129,75	-47,1%	163,09	-33,5%	
7	377	74,81	155,05	-53,8%	183,35	-45,4%	227,7	-32,2%	
8	378	87,47	182,94	-53,8%	216,97	-45,2%	269,45	-31,9%	
9	371	100	197,27	-53,3%	233,38	-44,7%	288,82	-31,6%	



شکل ۷-۱۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

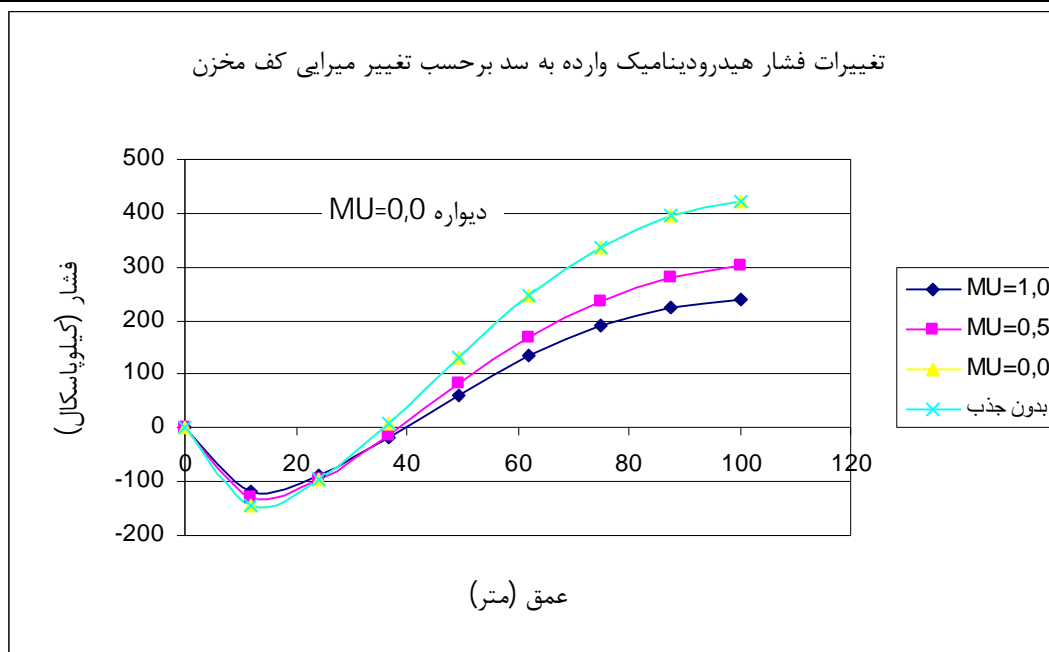
		طول تاج = ۲۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,5$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	362	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	372	12	-111,76	-28,0%	-116,71	-18,4%	-128,26	-10,3%	
3	373	24,28	-84,222	-11,6%	-85,458	-10,3%	-90,258	-5,2%	
4	374	36,76	-20,897	-342,1%	-14,754	-270,9%	-4,136	-147,9%	
5	375	49,39	51,979	-60,4%	67,726	-48,4%	98,097	-25,3%	
6	376	62,09	118,61	-51,6%	144,97	-40,9%	192,55	-21,4%	
7	377	74,81	167,7	-50,0%	204,01	-39,2%	267,17	-20,4%	
8	378	87,47	197,72	-50,0%	241,23	-39,0%	315,77	-20,2%	
9	371	100	212,85	-49,6%	259,01	-38,7%	337,73	-20,0%	



شکل ۷-۱۵- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۵- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

		طول تاج = ۲۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	362	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	372	12	-119,81	-19,4%	-128,61	-10,1%	-143,05	0,0%	
3	373	24,28	-88,536	-7,0%	-93,996	-1,3%	-95,225	0,0%	
4	374	36,76	-18,374	-312,9%	-13,268	-253,7%	8,632	0,0%	
5	375	49,39	62,029	-52,8%	82,16	-37,4%	131,31	0,0%	
6	376	62,09	135,48	-44,7%	169,22	-31,0%	245,11	0,0%	
7	377	74,81	189,72	-43,5%	237,05	-29,4%	335,71	0,0%	
8	378	87,47	222,86	-43,7%	281,08	-29,0%	395,69	0,0%	
9	371	100	239,12	-43,4%	301,55	-28,6%	422,33	0,0%	



شکل ۷-۱۶- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۶- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

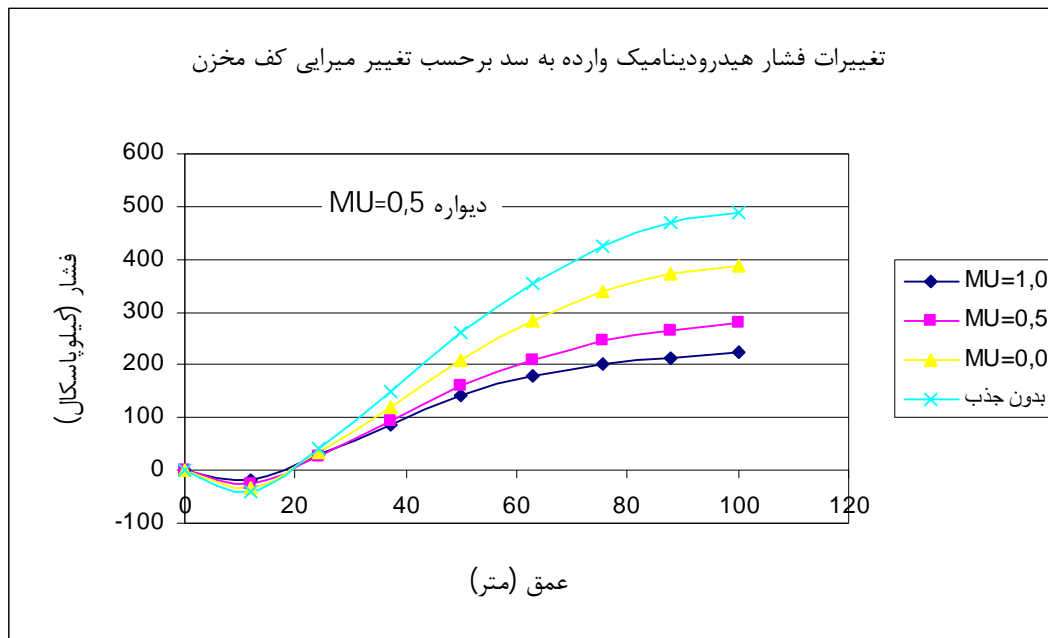
		طول تاج = ۲۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=1,0$						
			اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	334	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	424	11,95	-15,114	-161,5%	-20,06	-49,2%	-25,631	-35,1%	
3	425	24,38	30,321	-26,1%	29,027	-29,3%	33,502	-18,4%	
4	426	37,12	84,667	-43,8%	90,564	-39,9%	110,5	-26,7%	
5	427	50,01	133,05	-49,0%	148,16	-43,2%	185,49	-28,9%	
6	428	62,88	168,21	-52,7%	193,57	-45,6%	248	-30,3%	
7	429	75,58	188,52	-55,8%	223,93	-47,4%	293,18	-31,2%	
8	430	87,99	198,04	-57,8%	241,26	-48,6%	320,78	-31,7%	
9	359	100	207,47	-57,6%	252,74	-48,3%	334,93	-31,5%	



شکل ۷-۱۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۷- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

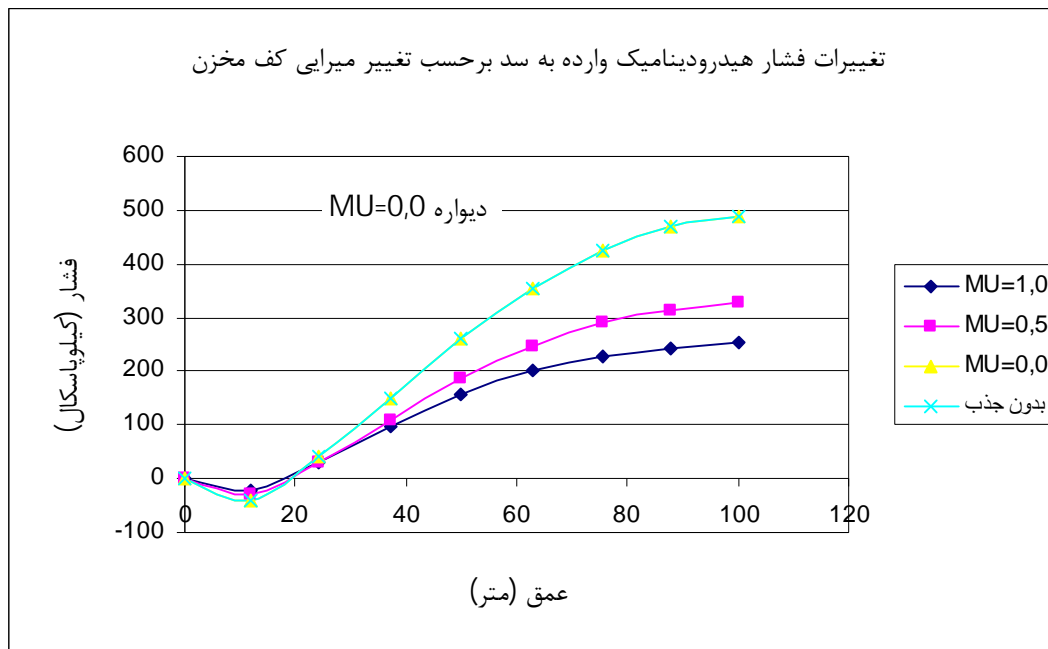
		طول تاج = ۲۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,5$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	334	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	424	11,95	-	-107,3%	-	-36,7%	-	-18,8%	
3	425	24,38	19,065	-29,8%	24,995	-33,0%	32,103	-18,4%	
4	426	37,12	28,811	-42,0%	27,507	-36,9%	33,496	-19,4%	
5	427	50,01	87,391	-46,3%	95,1	-38,9%	121,49	-20,0%	
6	428	62,88	140,23	-49,6%	159,39	-40,7%	208,94	-20,4%	
7	429	75,58	179,12	-52,6%	210,84	-42,3%	283,28	-20,6%	
8	430	87,99	201,96	-54,7%	245,79	-43,4%	338,08	-20,8%	
9	359	100	212,71	-54,4%	265,83	-43,1%	371,91	-20,6%	



شکل ۷-۱۸- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۸ - نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

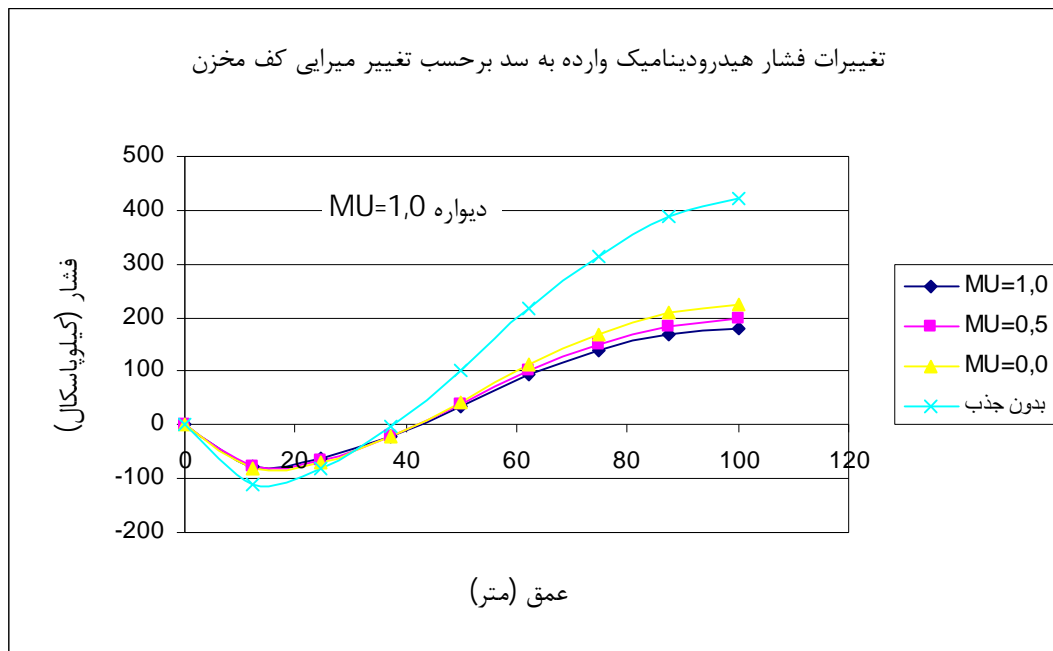
		طول تاج = ۲۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	334	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	424	11,95	-23,13	-70,8%	-30,383	-23,1%	-39,517	0,0%	
3	425	24,38	30,195	-26,4%	30,176	-26,5%	41,042	0,0%	
4	426	37,12	96,423	-36,0%	109,41	-27,4%	150,75	0,0%	
5	427	50,01	156,73	-40,0%	185,57	-28,9%	261,04	0,0%	
6	428	62,88	201,68	-43,3%	247,18	-30,5%	355,73	0,0%	
7	429	75,58	228,57	-46,4%	289,48	-32,1%	426,05	0,0%	
8	430	87,99	241,37	-48,6%	313,7	-33,2%	469,32	0,0%	
9	359	100	252,3	-48,4%	327,87	-32,9%	488,97	0,0%	



شکل ۷-۱۹ - نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

جدول ۷-۱۹- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

		طول تاج= ۱۰۰ متر		ارتفاع= ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=1,0$						
			اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		
			فشار (KPa)	فشار (KPa)	فشار (KPa)	فشار (KPa)	فشار (KPa)	فشار (KPa)	
		$MU=1,0$	$MU=0,5$	$MU=0,0$					
1	218	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	224	12,3	-75,434	-46,0%	-77,725	-29,4%	-81,287	-26,2%	
3	225	24,71	-62,805	-23,3%	-65,255	-20,3%	-67,979	-17,0%	
4	226	37,21	-21,254	445,3%	-22,135	467,9%	-21,577	453,5%	
5	227	49,76	35,349	-65,6%	37,766	-63,3%	43,609	-57,6%	
6	228	62,34	93,167	-56,9%	100,21	-53,6%	112,5	-47,9%	
7	229	74,92	139,18	-55,7%	151,31	-51,8%	169,92	-45,9%	
8	230	87,49	168,42	-56,6%	184,87	-52,4%	208,28	-46,3%	
9	223	100	181	-57,1%	199,28	-52,8%	224,55	-46,8%	



شکل ۷-۲۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

جدول ۷-۲۰- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

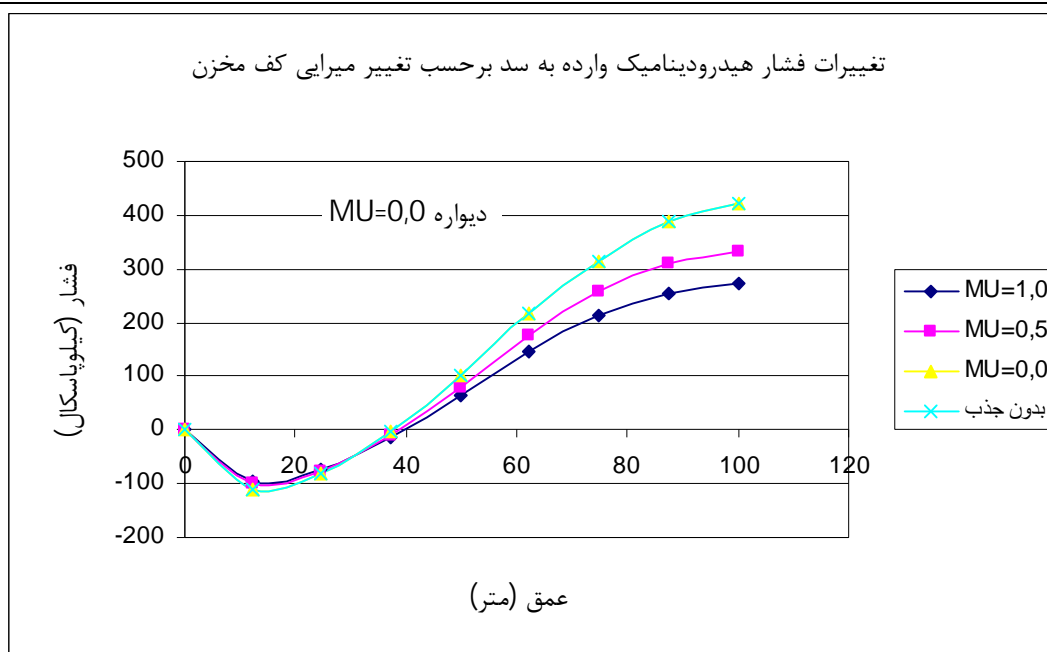
		طول تاج = ۱۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,5$						
			اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		اختلاف (Percent.)		
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	218	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	224	12,3	-82,271	-33,9%	-85,868	-22,1%	-91,589	-16,9%	
3	225	24,71	-68,051	-16,9%	-71,439	-12,7%	-74,937	-8,5%	
4	226	37,21	-21,487	451,2%	-21,833	460,1%	-18,89	384,6%	
5	227	49,76	42,326	-58,8%	47,791	-53,5%	60,506	-41,2%	
6	228	62,34	107,99	-50,0%	121,28	-43,8%	145,49	-32,6%	
7	229	74,92	160,82	-48,8%	182,37	-41,9%	217,44	-30,8%	
8	230	87,49	195,14	-49,7%	223,02	-42,5%	265,94	-31,5%	
9	223	100	209,95	-50,3%	240,15	-43,1%	285,94	-32,3%	



شکل ۷-۲۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

جدول ۷-۲۱- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

		طول تاج = ۱۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	218	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	224	12,3	-94,093	-17,1%	-100,58	-8,7%	-110,16	0,0%	
3	225	24,71	-74,157	-9,4%	-77,976	-4,8%	-81,877	0,0%	
4	226	37,21	-15,543	298,7%	-11,498	195,0%	-3,898	0,0%	
5	227	49,76	64,009	-37,8%	80,258	-22,0%	102,83	0,0%	
6	228	62,34	145,99	-32,4%	176,93	-18,1%	215,98	0,0%	
7	229	74,92	212,27	-32,4%	257,52	-18,0%	314,15	0,0%	
8	230	87,49	254,95	-34,3%	311,07	-19,8%	388,08	0,0%	
9	223	100	272,45	-35,5%	332,85	-21,1%	422,13	0,0%	



شکل ۷-۲۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد با درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

جدول ۷-۲۲- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

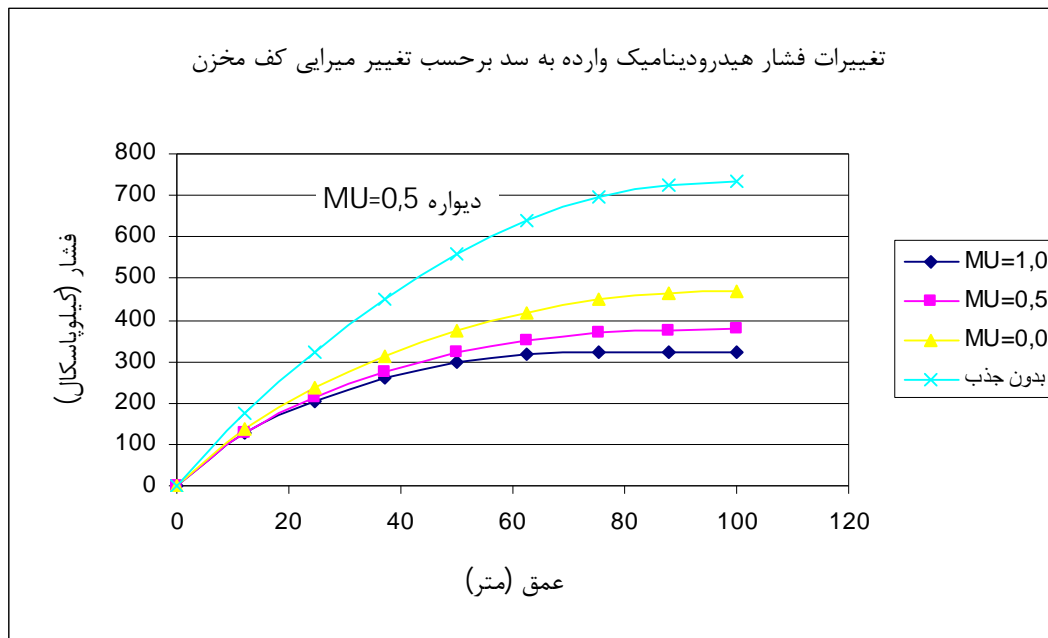
		طول تاج = ۱۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=1,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	187	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	243	12,24	118,33	-47,4%	119,61	-31,4%	123,63	-29,1%	
3	244	24,68	183,97	-42,7%	188,75	-41,3%	199,69	-37,9%	
4	245	37,26	228,22	-49,2%	237,45	-47,2%	256,33	-43,0%	
5	246	49,92	256,53	-53,9%	271,02	-51,3%	298,43	-46,4%	
6	247	62,59	271,26	-57,6%	291,71	-54,4%	327,81	-48,7%	
7	248	75,2	274,72	-60,4%	301,38	-56,6%	345,54	-50,2%	
8	249	87,69	271,59	-62,4%	303,48	-58,0%	353,69	-51,1%	
9	204	100	273,4	-62,7%	306,67	-58,2%	358,39	-51,1%	



شکل ۷-۲۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۱) برای دیواره ها

جدول ۷-۲۳- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

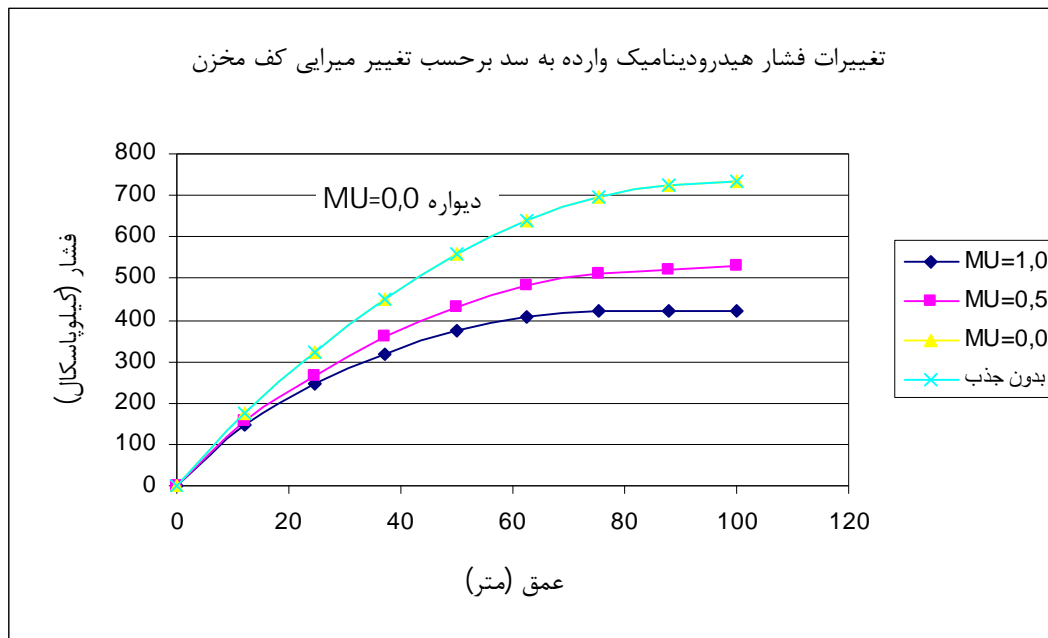
		طول تاج = ۱۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,5$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	187	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	243	12,24	127,25	-37,1%	129,93	-25,5%	137,63	-21,1%	
3	244	24,68	204,13	-36,5%	213,3	-33,6%	234,42	-27,0%	
4	245	37,26	258,97	-42,4%	275,98	-38,6%	312,19	-30,5%	
5	246	49,92	296,04	-46,8%	321,77	-42,2%	373,59	-32,9%	
6	247	62,59	316,93	-50,4%	351,86	-44,9%	418,84	-34,5%	
7	248	75,2	323,62	-53,4%	367,52	-47,1%	447,84	-35,5%	
8	249	87,69	321,24	-55,5%	372,33	-48,5%	462,29	-36,0%	
9	204	100	323,36	-55,9%	376,45	-48,7%	468,97	-36,1%	



شکل ۷-۲۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰,۵) برای دیواره ها

جدول ۷-۲۴- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

		طول تاج = ۱۰۰ متر		ارتفاع = ۱۰۰ متر					
ردیف	شماره گره	عمق (متر) از سطح آب	میرایی دیواره مخزن $MU=0,0$						
			فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	فشار (KPa)	اختلاف (Percent.)	
			$MU=1,0$		$MU=0,5$		$MU=0,0$		
1	187	0	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	
2	243	12,24	146,06	-19,4%	153,97	-11,7%	174,45	0,0%	
3	244	24,68	244,13	-24,0%	267,43	-16,8%	321,32	0,0%	
4	245	37,26	318,94	-29,0%	359,56	-20,0%	449,46	0,0%	
5	246	49,92	372,96	-33,0%	431,35	-22,5%	556,58	0,0%	
6	247	62,59	406,4	-36,4%	481,84	-24,6%	639,13	0,0%	
7	248	75,2	420,47	-39,4%	510,89	-26,4%	694,24	0,0%	
8	249	87,69	420,81	-41,8%	522,07	-27,8%	722,67	0,0%	
9	204	100	423,59	-42,2%	528	-28,0%	733,44	0,0%	



شکل ۷-۲۵- نتایج حاصله برای فشارهای وارده به سد بدون درز انقطاع بازای تغییرات MU کف مخزن با ضریب میرایی ثابت (۰) برای دیواره ها

۷-۲- جمع بندی

از نمودارها و جداول این فصل می‌توان به نتایج مناسب و درخور توجهی رسید :

ابتدا همانگونه که ذکر شد رفتار خطی فشار هیدرواستاتیک نشان داده شده در نمودارهای اشکال (۷-۱ الف تا ج) بیانگر عملکرد صحیح مدل ساخته شده از اندرکنش سه محیط سد، مخزن و فونداسیون می‌باشد که خود پایه انجام سایر محاسبات و آنالیزها می‌باشد.

مشخص است که هرچه از قسمت مرکزی سد به سمت تکیه گاه پیش برویم، فشار هیدرودینامیک مرتبا افزایش می‌یابد لذا تنش‌های کششی و فشاری ناشی از این فشار در سطح پایین دست سد نیز افزایش می‌یابد. حال با استفاده از مدل رفتار غیرخطی برای بتن بدنه سد (مدل پلاستیک دراکر - پراگر) که در آن بتن به صورت الاستو-پلاستیک کامل در نظر گرفته می‌شود با افزایش تنش، بتن وارد ناحیه پلاستیک شده و این عملکرد در نمودار شکل ۷-۲ با کاهش شدید فشارها (تا ۳۵٪) مخصوصا در نقاط نزدیک پی سد نشان داده شده است. این رفتار در حالتی که سد با درز انقطاع مدل شود با توجه به اجازه دادن به تنشهای کششی برای آزاد شدن در محل درز نسبت به سد بدون درز مشخص تر و واضح تر می‌باشد لذا استفاده از رفتار غیر خطی بتن مناسب تشخیص داده می‌شود.

با توجه به اینکه هنگام وقوع زلزله و اعمال فشارها از طرف مخزن به سد قوسی نیروها در جهت قوس انتقال یافته تا به فونداسیون منتقل شود، لذا نیروهای در جهت رودخانه در سد به تنش‌های

فشاری و کششی در بدنه سد تبدیل می‌شوند. با تغییر جهت نیروی زلزله جهت تنش‌ها نیز در جهت قوس سد تغییر یافته و از کششی به فشاری و بالعکس تبدیل می‌شوند. با عنایت به ضعف بتن در تحمل تنشهای کششی از ابزاری به نام درز انقطاع درسد استفاده می‌شود که اجازه می‌دهند مقادیر تنش‌ها از حد مجاز فراتر نرود به این صورت که بدنه سد با افزایش تنش کششی از محل درز انقطاع باز می‌شود. به جهت رعایت پیوستگی در بدنه سد نیز از کلیدهای برشی در این نقاط استفاده می‌شود که بمنظور آب بندی با پرکننده‌هایی تزریق می‌شود. این عملکرد مناسب درزهای انقطاع در مدل ساخته شده در این تحقیق به خوبی از اشکال ۴-۷ و ۵-۷ حاصل می‌شود که باعث کاهش فشارهای هیدرودینامیک در نزدیکی‌های پی سد تا ۳۴٪ می‌شود.

همانطور که در فصل پنجم ذکر شد روابط تحلیلی و ریاضی اثر میرایی در امواج آکوستیک در مرزها نشان از دخالت مستقیم آن در فشارهای اعمال شده به بدنه سد دارند این روابط در این تحقیق با مدل‌سازی اثر آنها بررسی گردید و صحت آن تأیید شد. این رفتار برای هر دو مدل سد با و بدون درز انقطاع و ابعاد مختلف (نسبت‌های دهانه سد به ارتفاع سد برابر با عدد ۱،۴ ، ۱،۴ و ۲) مورد بررسی قرار گرفت. در تمامی این نمودارها (اشکال ۸-۷ تا ۲۵-۷) مقادیر حاصله از تفاوت در میرایی ضریب جذب امواج با حالتی که، هیچگونه اتلاف انرژی در محیط مخزن روی ندهد مقایسه گردیده است. در هر گراف همچنین سه میزان جذب (۰ ، ۵۰ و ۱۰۰ درصد) برای کف مخزن در مقابل همین درصد جذب کناره‌ها، برای مقایسه اثر آن آمده است. مشخص است که هرچه میزان جذب انرژی

امواج توسط مرزها (اعم از کف و دیواره‌ها) بیشتر شود، میزان کاهش فشار هیدرودینامیک وارد بر بدنه نیز بیشتر خواهد بود. این کاهش بسته به مقدار MU بکار رفته از ۱۰ تا ۳۵ درصد متغیر می‌باشد.

اثر میرایی در کف یا کناره‌ها در هر حالت بسته به ابعاد سد و به تبع آن فرکانس طبیعی سیستم می‌باشد. به نحوی که نمی‌توان نتیجه قاطعی در مورد روند کاهش اثر جذب در کف یا دیواره‌ها برای فشارهای وارده، بدست آورد. یعنی در یک حالت اثر جذب در کف از دیواره‌ها بیشتر (اشکال ۱۴-۷ و ۱۶-۷) و در مورد بعدی اثر جذب کناره‌ها از کف بیشتر است (اشکال ۷-۸ و ۷-۱۰). ولی به هر حال اثر کاهش این میرایی در فشارهای وارده به سد بخوبی مشهود است. نکته اینکه در جداول ذکر شده در فصل هفتم میزان اختلاف زیاد فشارهای اعمالی در واحد درصد حاصل شده، نباید باعث ایجاد شبهه گردد چرا که این اختلاف با مقدار فشار حالت بدون جذب آن نسبت معکوس دارد و در زمان تغییر جهت فشار مقدار عددی آن کوچک و لذا نسبت آن زیاد می‌شود.

۷-۳- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

با توجه به موارد مطرح شده در این تحقیق و نتایج حاصله از آنالیز دینامیکی غیرخطی سازه و با کمک گرفتن از مقادیر جداول و نمودارهای ترسیم شده فصل قبل نتایج زیر حاصل می‌شود:

۱- استفاده از عملکرد غیر خطی بتن و اجازه ورود به ناحیه پلاستیک برای آن باعث کاهش

فشارهای هیدرودینامیک وارده به سد مخصوصا برای اواسط ارتفاع سد تا پی آن می‌شود. این

حالت هنگامی وضوح دارد که از درز انقطاع قائم در بدنه سد نیز استفاده شده باشد.

۲- وجود درز انقطاع قائم در بدنه سد باعث کاهش شدید تنش‌های کششی موجود در بدنه سد

(بویژه در محل حضور درز قائم) می‌شود. لحاظ کردن این مورد همچنین باعث کاهش مقادیر

فشار هیدرودینامیک وارد بر سد نسبت به حالت عدم وجود آن به میزان حدود 150 KPa در

این تحقیق گردیده است.

۳- انتخاب محل درزهای انقطاع براساس نتایج حاصله از تحلیل می‌باشد. بنحوی که این درزها در

محل‌ی تعبیه می‌شوند که تنش‌های کششی موجود آن از حد مجاز بتن فراتر رفته باشد.

۴- اثر میرایی امواج آکوستیک در مرزها باعث کاهش شدید فشارهای هیدرودینامیک وارده بر

بدنه سد می‌شود. مقدار این کاهش بسته به شرایط مساله اعم از وجود یا عدم وجود درز

انقطاع و نسبت دهانه تاج به ارتفاع سد متغیر و در بازه ۲۰ تا ۶۰ درصد می‌باشد.

۵- اتلاف انرژی ناشی از میرایی در کف یا کناره‌ها برای هر دو حالت با و بدون در نظر گرفتن درز

انقطاع روند مشخصی ندارد و بسته به ابعاد سد ممکن است میرایی در کف کمتر یا بیشتر از

میرایی در کناره‌ها باشد

۶- هرچه از تاج سد به طرف پی نزدیک می‌شویم از میزان اثر میرایی امواج در مرزها برفشار

هیدرودینامیک وارده به سد اندکی کاسته می‌شود.

موارد زیر برای ادامه تحقیقات در مورد بررسی اثر میرایی امواج آکوستیک در مرزها بر تحلیل

دینامیکی غیرخطی سد پیشنهاد می‌شود.

۱- در این پایان‌نامه اثر مزبور تنها برای سدهای بتنی دوقوسی مدنظر بوده که می‌توان آنرا برای

سدهای خاکی و وزنی نیز بررسی نمود.

۲- در این پایان‌نامه، تنها از یک درز انقطاع برای مدل‌سازی سد استفاده شده که پیشنهاد

می‌شود بسته به ابعاد سد از تعداد بیشتری (۳ یا ۵) درز استفاده و نتایج ذکر شود.

۳- اثر فوق را می‌توان با دادن جرم به فونداسیون سازه که در این تحقیق مقدار آن صفر بوده نیز

تحقیق نمود.

۴- از نسبت‌های مختلف طول مخزن به ارتفاع سد که در این تحقیق برابر عدد ثابت ۳ بوده نیز

جهت بررسی اثر میرایی امواج در مرزها استفاده شود.

فهرست منابع و مراجع

۱- نیما قاسمی، "کارایی روشهای قدیمی محاسبه سدهای قوسی در مقابل زلزله"، پایان نامه

کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، پاییز ۱۳۸۴

۲- عقیل حاج مومنی، "ارزیابی خصوصیات دینامیکی یک سد بتنی قوسی با مقایسه نتایج مدل ریاضی

و آزمایش های ارتعاش محیطی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت مدرس، زمستان ۱۳۷۹

۳- محسن ایزدی نیا، "تحلیل غیرخطی دینامیکی سد بتنی قوسی با در نظر گرفتن شکست کششی -

برشی درزها"، پایان نامه دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، پاییز ۱۳۷۹

۴- امید امیدی، "بررسی رفتار درزهای انقباض در پاسخ لرزه ای سدهای بتنی قوسی"، پایان نامه

کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۰

5- U.S.Army Corps. Of Engineers, Manual, "Arch Dams", No.1110-2-2201, 1994

۶- وحید قشقای، "بررسی اثرات جذب کف و شکل مخزن سد بتنی قوسی بر روی پاسخ لرزه ای آن"،

پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۵

۷- محمدتقی احمدی، "تحلیل اندرکنش دینامیکی سد و مخزن به روش اویلر-لاگرانژ"، موسسه بین

المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۲

۸- وحید لطفی، "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، پژوهشگاه بین المللی

زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ۱۳۷۴

9- Clough,R.W, Chang, K.T, "Dynamic Response Behavior Xiang Hong Dian Dam",

USB/EERC-84/02,1984

10- " Ansys User's Manual", Rev.11.0, 2007

۱۱- مرتضی سهرابی گیلانی، "اثر درزهای اجرایی قائم بر رفتار دینامیکی سدهای بتنی با احتساب

اندرکنش سد و دریاچه"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، ۱۳۸۳

12- R.L.Hall,L.De Bejar,K.Sjostrom,&E.E.Matheu,"Effect Reservoir-Subbottom

Energy Absorption On Hydrodynamic Forces On dams", , Report to the U. S. Army

Engineer Wterways Expreiment Station & Bureau of Reclamation, 1995

13- L.DeBejar,"Reservoir-Bottom Effects on Hydrodynamic Loads for Concrete Gravity

Dams Subjected to Earthquakes",M.ASCE, USAE Research& Deveopment,1995

14- Kotsubo,S.,,"Dynamic Water Pressure on Dams due to Irregular Earthquakes",

Memories of the Faculty of Engineering,Kyusha Univ. Vol.18, PP.119-129, 1959

- 15- Chopra,A.K, “Hydrodynamic Pressures on Dams during Earthquakes”, J.Eng. Mech.Div, ASCE, Vol93, PP.205-223, 1967
- 16- Zienkiewicz,O.C, Newto,R.E, “Coupled Vibrations of a Structure Submerged in Compressible Fluid”. In Sympson Finite Element Techniques, 1969
- 17- Wilson, E.L.,Khalvati, M., “Finite Elements for the Dynamic Analysis of Fluid- Solid Systems”, International Journal for Numerical Method, Vol.19, 1983
- 18- Westergaard, H.M, “Water Pressure on Dams during Earthquakes”, Transactions, ASCE, PP.418-433, 1993
- 19- Chopra, A.K, “Earthquake Behavior of Dam-Reservoir Systems”, Proc. ASCE, Vol.94, EM6, PP.1475, 1501, 1968
- 20- Hall, J.F, Chopra, A.K, “Two-Dimensional Dynamic Analysis of Concrete Gravity and Embankment Dams Including Hydrodynamic Effects”, Earth Eng.& Struct.dyn. , Vol.10, PP.305 – 332, 1982
- 21- Permumulswami,P.R, “Earthquake Hydrodynamic Force on Arch Dams”, Proc. ASCE, Vol.99, EM5, 1973

22- Hamdi, M.A., Ousset, Y., "A Displacement Method for the Analysis of Vibration of Coupled Fluid-Structure Systems." Int.j.Numerical Methods in Engineering, Vol.13, 1978

23- Rajakumar, C. Rogers, C.R, "The Lanczos Algorithm Applied to Unsymmetric Generalized Eigenvalue Problem", Int.j.Numerical Methods in Engineering, Vol.32, PP.1009-1026,1991

24- Cullum,J., Willoughby, R.A, "Lange Scale Eigenvalue Problems.", Elsevier Science Publishing ompany, 1986

25- Daniell,W.E, Taylor,C.A, "Effective Vibration Testing for Validating Numerical Models of Concrete Dams", Submitted to Earth.Eng and Stuct.dyn.,1988

26- Fok,K.L., Hall,J.F., and Chopra,A.K., "EACD-3D: A Computer Program for Three-Dimentional Earthquake Analysis of Concrete Dams",Report No. UCB/EERC - 86/09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,CA, 1986.

27- Fenves,G. and Chopra,A.K., "EAGD-84: A Computer Program for Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams" , Report No. UCB/EERC -84/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,CA, 1984.

28- Lotfi,V. ,Roesset,J. and Tassoulas,J.L., "A Technique for the Analysis of the Response of Dams to Earthquakes.", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol15, pp 463-490, 1986

29- Hall,R.L., Woodson,S.C. and Nau,J.M, "Seismic Stability Evaluation of Folsom Dam and Reservoir Project", Technical Report GL-87-14. U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS., 1987

30- Duron,Z.H. and Hall,J,F, "Experimental and Finite Elements Studies of the Forced Vibration Response of the Morrow Point Dam", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol16, pp1021-1039, 1988

31- Ghanaat,Y. Chen,H. Redpath,B.B. and Clough, R.W.,"Experimntal Study of the Dongjiang Dam Dam-Water-Foundation Interaction", Technical Report QS93-03. Report to the Natioanal Science Foundation on Research Conducted Under the U.S. -China

Protocol for Scientific and Technical Cooperation in Earthquake Studies, Quest Structures, Emeryville, Ca., 1993

32- Ghanaat, Y. and Redpath, B.B., "Measurements of Reservoir-Bottom Reflection Coefficient at Seven Concrete Dam Sites", Technical Report QS95-01, Report to the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station and the Bureau of Reclamation, Quest Structures, Emeryville, Ca., 1995

33- Telford, W.M., Geldart, L.P., Sheriff, R.E., and Keys, D.A., "Applied Geophysics", Cambridge University Press, New York, 1976

34- Hunter, J.A. and Pullan, S.E., "A Vertical Array Method for Shallow Seismic Refraction Survey of the Sea Floor", Geophysics, Vol 55, No. 1, pp 92-96, 1990

35- Kinsler, E. L. et al., "Fundamentals of Acoustics", John Wiley and Sons, New York pp. 98-123, 1982

36- Bathe, K. J., "Finite Element Procedures", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1996

37- Zienkiewicz, O. C., and Newton, R. E., "Coupled Vibrations of a Structure Submerged in a Compressible Fluid", Proceedings of the Symposium on Finite Element Techniques, University of Stuttgart, Germany, 1969

38- Craggs, A., "A Finite Element Model for Acoustically Lined Small Rooms",

Journal of Sound and Vibration, Vol. 108, No. 2, pp. 327-337.

Abstract

Dynamic analysis of arch dams is continuously improving. Numerical models of arch dams is advancing both by progress of computers and methods of analysis. Absorption of earthquake waves at boundaries is one of the factors which have influence on dynamic analysis of arch dams. Vibrations and pressure changes in each point of water behind dam, is propagated with sound speed and hits the boundaries.

At boundaries some part of this wave is absorbed and some part of it is reflected into the domain again. The aim of this research is to study influence of absorption of acoustic waves at boundaries on the results of analysis.

For this purpose double curvature arch dams are studied by different forms arch dam with and without contraction joints and with linear and non-linear models. In all cases it was observed that absorption of waves at boundaries decreases the force due to earthquake.

Keywords: Arch Dam, Non-linear Dynamic Analysis, Acoustic Wave, Wave Absorption