

## مقایسه روش های یک و چند درجه آزادی خطی برای تحلیل مخازن استوانه ای ضخیم در برابر انفجار زیر آب

مصطفی امینی مزرعه نو\*

کارشناس ارشد عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه جامع امام حسین (ع)

(دریافت: ۱۳۹۰/۱۲/۱۵، پذیرش: ۱۳۹۱/۰۴/۲۱)

### چکیده

در این مقاله به نحوه پیش بینی پاسخ حداکثر یک سازه در معرض بارهای ضربه ای، با استفاده از روابط ساده تحلیلی که برای سیستم های یک درجه آزادی خطی ارائه شده اند، پرداخته شده است. با توجه به اینکه در این تحقیق مدت تداوم پالس انفجار زیر آب در مقایسه با دوره طبیعی سازه بسیار کوتاه است، می توان آن را یک بار ضربه ای محسوب کرد و پاسخ حداکثر سازه در برابر این بار را بدون انجام مستقیم آنالیز دینامیکی برآورد کرد. با مدل سازی دیواره بتنی یک مخزن استوانه ای محتوی آب که به عنوان محفظه تست انفجار از آن استفاده خواهد شد، در نرم افزار SAP2000 و بارگذاری انفجاری آن به دو روش استاتیکی و دینامیکی و انجام آنالیزهای مربوطه، نتیجه های به دست آمده از هر دو روش یک درجه آزادی و چند درجه آزادی (اجزای محدود) با یکدیگر مقایسه شده و بدین ترتیب دقت روابط تحلیلی مبتنی بر روش یک درجه آزادی در برآورد پاسخ حداکثر دینامیکی سازه مورد بررسی قرار گرفت. همچنین مشخص شد با توجه به اینکه در شرایط سازه ای و بارگذاری مورد بحث در این تحقیق، پاسخ سازه به طور عمده تابعی از ایمپالس (سطح زیر منحنی فشار-زمان) بار انفجاری است، استفاده از توابع بارگذاری انفجاری که مقدار ایمپالس را دقیق تر ارزیابی می کنند، مانند پالس مثلثی خطی حاصل از نتیجه آزمایش های انفجار، به نتیجه های دقیق تری برای پاسخ سازه منجر خواهد شد.

**کلیدواژه ها:** انفجار زیر آب، سازه بتنی، مخزن استوانه ای، پالس مجازی، بارگذاری انفجاری، اندرکنش آب و سازه، پدافند غیرعامل.

## A Comparison of Linear SDOF and MDOF Methods for Analysis of Thick Concrete Structures Subjected to Underwater Explosion

M. Amini Mazraeno\*

Department of Civil Engineering, Imam Hossein University

(Received: 03/06/2012; Accepted: 07/11/2012)

### Abstract

*In this paper, prediction of maximum response of a structure subjected to the impulsive loads, using of simple analytic relations developed for linear SDOF systems is presented. Duration of underwater explosion pulse in comparison with the natural period of studied structure in this paper is enough short to consider it as an impulsive load and hence, maximum response of the structure can be estimated without dynamic analysis. After modeling of concrete wall of cylindrical water tank used as an 'explosion test chamber' in SAP2000 and explosion loading and analyzing of it in both static and dynamic methods, Results obtained from both SDOF and MDOF methods compared with each other and hence, the accuracy of the analytical relations based on the SDOF method in the estimation of maximum dynamic response of the structure was investigated. Considering that the response of the structure is mainly function of the impulse of the explosion in the structural and loading conditions studied in this paper, using an explosion loading function evaluating the impulse more precisely such as linear triangular pulse extracted from the field tests data results in more accurate response of a structure.*

**Keywords:** Underwater Explosion, Concrete Structure, Cylindrical Tank, Fictitious Pulse, Explosion Loading, Water-Structure Interaction, Passive Defense.

\* Corresponding author E-mail: amini.maz.59@gmail.com

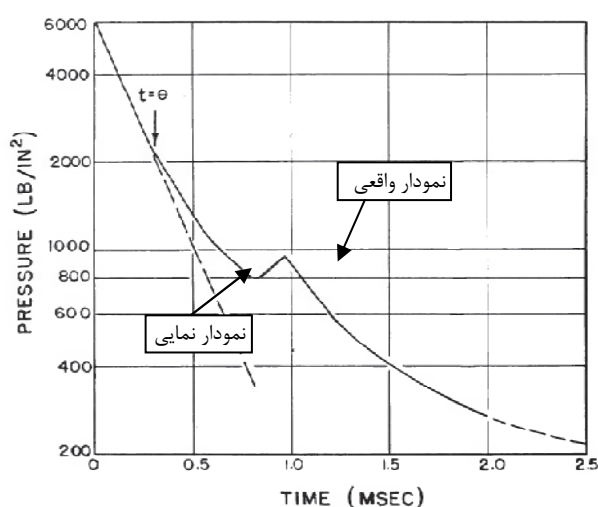
## ۱. مقدمه

سازه جهت شبیه‌سازی اثرات انفجار با در نظر گرفتن اندرکنش آب و سازه مسئله مهمی است که در روش‌های مدل‌سازی غیر کوپل که محیط سیال اطراف سازه مدل نمی‌شود و بار به‌طور مستقیم به سطح سازه اعمال می‌شود، همواره با چالش و تقریب و تردید مواجه بوده است. در این روش‌های مدل‌سازی اثرات انفجار از طریق معادلات تجربی - تحلیلی پیشنهادی به‌صورت بار به سطح سازه اعمال می‌شود و به‌دلیل عدم مدل‌سازی سیال پیرامون سازه، بایستی اثرات اندرکنش سازه و سیال تا حد امکان در داخل توابع بار انتخاب شده، در نظر گرفته شده باشد. در این مقاله سعی شده است تابع بار وارد به یک سازه بتنی ناشی از امواج شوک انفجار زیر آب مورد بررسی و تحلیل دقیق‌تری قرار گیرد و به‌گونه‌ای تنظیم گردد که انطباق بیشتری با نتیجه‌های تجربی حاصل شود.

## ۲. بار موج شوک ناشی از انفجار زیر آب

انفجار زیر آب منجر به تولید امواج شوک و حباب‌های گاز بسیار پرفشار در محیط آب می‌شود. سرعت پیشروی امواج شوک در داخل آب با افزایش فاصله از مرکز انفجار به شدت کاهش می‌یابد و در فاصله‌ای در حدود ۱۰ برابر شعاع ماده منفجره برابر سرعت صوت در آب یعنی حدود  $1440 \text{ m/s}$  خواهد شد [۷ و ۴].

الگوی توزیع فشار در محیط سیال بر اثر عبور موج شوک، دچار آشفتگی شدیدی می‌شود. بدین ترتیب که با رسیدن موج شوک به یک نقطه مشخص، فشار اولیه آن نقطه ( $P_a$ ) که همان فشار هیدروستاتیک آب در تراز مورد نظر است، در کسری از ثانیه (کمتر از  $10^{-7}$  ثانیه) افزایش یافته و به حداکثر فشار  $P_{max}$  می‌رسد و سپس به‌صورت تقریباً نمایی در طول زمان کاهش می‌یابد [۷]. تاریخچه زمانی تغییرات فشار آب ناشی از رسیدن موج شوک به یک نقطه دلخواه زیر آب در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱. نمودار نیمه لگاریتمی فشار-زمان انفجار زیر آب [۱]

برای توصیف تغییرات زمانی فشار، افزایش فشار در شاخه صعودی، منحنی را به‌صورت ناگهانی در نظر گرفته و کاهش فشار در شاخه

انفجار زیر آب و بررسی اثرات آن بر روی بدنه شناورها، زیردریایی‌ها، پایه پل‌ها و سکوها دریایی یکی از موضوعات مهمی است که همواره در پروژه‌های نظامی و دفاعی جایگاه خاصی داشته و به آن پرداخته شده است. از دهه ۵۰ میلادی تاکنون تحقیقات ارزشمندی توسط نیروهای نظامی کشورهای مختلف با تمرکز بر این محور انجام شده است.

اصولاً انفجار زیر آب منجر به سه پدیده متوالی خواهد شد:

۱- موج شوک که دامنه بالا و مدت تداوم محدودی دارد و انفجار در هوای آزاد یا داخل هر محیط دیگر از قبیل خاک یا سنگ نیز منجر به تولید این موج خواهد شد.

۲- امواج فشاری ناشی از نوسان و انتشار حباب که دامنه کوتاه ولی مدت تداوم بیشتری دارند.

۳- جت پر فشار سیال و اصابت آن به سطح سازه مجاور.

در این مقاله صرفاً بارهای متناظر با پدیده اول یعنی برخورد امواج شوک ناشی از انفجار زیر آب به سازه مجاور بررسی خواهد شد و پدیده‌های دوم و سوم مطرح نخواهند بود.

کول مطالعات گسترده‌ای بر روی پدیده‌های مرتبط با انفجار زیر آب و روابط تحلیلی و تجربی حاکم بر آنها انجام داد [۱]. روابط و معادلات ساده‌ای برای تخمین بار ناشی از امواج شوک و پاسخ دینامیکی المان‌های سازه‌ای توسط کایل و هولایر ارائه شد که جهت طراحی توسط مهندسیین مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲ و ۳]. همچنین کایل در یک گزارش مبسوط، مسائل متعدد مرتبط با انفجار زیر آب شامل روابط لازم برای توصیف منحنی فشار-زمان انفجار، اندرکنش امواج شوک با سطح آزاد آب و بستر دریا، پدیده نوسانات حباب و انواع خسارت‌های وارده به شناورها ناشی از انفجار زیر آب را بررسی کرده است [۴].

تابع بار فشار-ایمپالس مناسبی جهت بارگذاری انفجاری سازه‌ها بر اساس روش آنالیز ابعادی و مدل سیستم یک درجه آزادی توسط لی و منگ پیشنهاد شده است [۵]. اثرات انفجار زیر آب بر روی دیواره بتن مسلح یک استخر نیز توسط دلمایر و همکاران مورد بررسی قرار گرفته است [۶].

تحلیل انفجار به‌منظور بررسی اثرات آن بر روی سازه، به‌طور معمول مستلزم انجام آنالیزهای دینامیکی تاریخچه زمانی، با در نظر گرفتن نمو زمانی بسیار کوچک است که در نتیجه بسیار زمان‌بر خواهد بود. این در حالی است که در طراحی سازه‌ای با جزئیات زیاد به‌منظور نهایی کردن همه جزئیات، نیاز به سعی و خطا و در نتیجه تکرار آنالیز به دفعات متعدد است و این مسئله مشکل افزایش زمان را تشدید می‌کند.

برآورد پاسخ حداکثر یک سازه در برابر بار دینامیکی انفجار می‌تواند ما را از انجام آنالیزهای سنگین و زمان‌بر دینامیکی به‌ویژه در شرایط طراحی اولیه بی‌نیاز کند. این هدف در این مقاله به‌طور مبسوط مورد بررسی قرار گرفته است. از سوی دیگر انتخاب تابع بار مناسب وارد به

در شاخه نزولی فاز مثبت انفجار (که از آزمایش به دست می‌آید) با رابطه نمایی (۱) فقط تا زمان  $t = \theta$  وجود دارد و پس از این زمان، تغییرات واقعی فشار در مقایسه با رابطه نمایی پیشنهادی بسیار ملایم‌تر صورت می‌گیرد، بنابراین انتگرال‌گیری با فرض نمایی بودن تمام طول موج شوک در فاز مثبت از دقت کافی برخوردار نخواهد بود [۱] (شکل ۱). به همین منظور و بر اساس مطالعات صورت گرفته، مقدار  $t$  در حد بالای انتگرال‌های مربوط به محاسبه ایمپالس و انرژی (روابط ۶-۵) برابر  $6/6.7\theta$  انتخاب شده و بر این اساس مقدار ایمپالس و انرژی ناشی از موج شوک در آب از روابط زیر به دست خواهند آمد [۱ و ۸]:

$$I = \int_0^{6.7\theta} P(t) dt = 5.75 (W^{\frac{1}{3}}) \left( \frac{W^{\frac{1}{3}}}{R} \right)^{0.89} \quad (9)$$

$$E = \frac{1}{\rho c} \int_0^{6.7\theta} P^2(t) dt = 84.4 (W^{\frac{1}{3}}) \left( \frac{W^{\frac{1}{3}}}{R} \right)^{2.04} \quad (10)$$

I: ایمپالس ناشی از موج شوک بر حسب  $\text{KN} \cdot \text{sec}/\text{m}^2$ .

E: انرژی ناشی از موج شوک بر حسب  $\text{KJ}/\text{m}^2$ .

البته مفهوم واقعی ایمپالس، انتگرال نیرو در طول زمان یا همان مساحت زیر منحنی نیرو - زمان است. بنابراین مساحت زیر منحنی فشار- زمان که در اینجا از آن به عنوان ایمپالس تعبیر می‌شود، در واقع «ایمپالس در واحد سطح» یا همان تکانه ویژه<sup>۴</sup> است. به همین ترتیب منظور از انرژی در این بحث همان دانسته انرژی یا مقدار انرژی در واحد سطح عمود بر مسیر پیشروی موج شوک است.

### ۳. اندرکنش سازه و سیال

امواج شوک ناشی از انفجار پس از پیشروی در محیط آب و برخورد به دیواره سازه منعکس شده و شتابی در راستای پیشروی خود به سازه القا می‌کند. در اثر برهم نهی موج منعکس شده با موج برخوردی روی سطح سازه، پالسی با پیک فشار دو برابر تشکیل می‌شود و در نتیجه دو برابر فشار برخوردی به دیواره اعمال می‌شود. از سوی دیگر شتاب اعمال شده به دیواره سازه باعث جابه‌جایی آن در راستای پیشروی امواج شده و جابه‌جایی سریع دیواره که نتیجه انتقال مومنتم از موج برخوردی به دیواره است باعث کاهش فشار و ایمپالس موج انعکاسی می‌شود. در نتیجه کل فشار وارد به سطح دیواره که حاصل برهم‌نهی فشار پیک هر دو موج برخوردی و انعکاسی است، کاهش پیدا خواهد کرد. چنانچه شتاب گرفتن دیواره در راستای خلاف انعکاس موج به حدی باشد که باعث جدایی آب از سطح دیواره شود، کاویتاسیون روی خواهد داد. بنابراین اندرکنش بین آب و سازه در نحوه انعکاس موج از دیواره و شدت فشار وارد به دیواره تأثیر خواهد داشت. معادله حرکت حاکم بر دیواره سازه بر اساس تئوری تیلور<sup>۵</sup> به صورت تقریبی به فرم زیر است [۷]:

$$m_s \dot{v}(t) = 2P_{in}(t) - \frac{\rho c v(t)}{\sin(\varphi)} \quad (11)$$

ترم دوم سمت راست معادله فوق تأثیر موج کششی ناشی از

نزولی را با استفاده از رابطه نمایی زیر تخمین می‌زنیم [۲ و ۱]:

$$P(t) = P_{max} \cdot e^{-(t-t_d)/\theta} \quad (1)$$

$P_{max}$ : حداکثر اضافه فشار آب ناشی از رسیدن موج شوک انفجار به نقطه مورد نظر.

$\theta$ : ثابت زوال<sup>۱</sup> (مدت زمانی که در طی آن، کاهش تدریجی فشار از مقدار حداکثر  $P_{max}$  که به طور دقیق با رابطه نمایی (۱) تطابق دارد).  
 $t_d$ : مدت زمان لازم برای رسیدن موج شوک از مرکز انفجار به نقطه مورد نظر<sup>۲</sup> که از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$t_d = \frac{R-R_0}{c} \quad (2)$$

R: مسافت مستقیم بین مرکز انفجار و نقطه مورد نظر (که از خط

اصل بین مرکز ماده منفجره تا نقطه مورد نظر اندازه‌گیری می‌شود).  
 $R_0$ : کوتاه‌ترین فاصله مرکز انفجار تا سطح مورد نظر (که از عمود

کردن موقعیت انفجار بر سطح مورد نظر به دست می‌آید).

c: سرعت پیشروی صوت در آب.

هر دو پارامتر  $P_{max}$  و  $\theta$  به مقدار ماده منفجره و فاصله آن از نقطه مورد نظر بستگی دارد. چنانچه عامل ایجاد انفجار یک خرج کروی TNT به وزن W باشد که در فاصله R از نقطه مورد نظر و زیر آب قرار گرفته باشد، آنگاه مقادیر پارامترهای  $P_{max}$  بر حسب مگاپاسکال و  $\theta$  بر حسب میکروتانیه از روابط زیر به دست می‌آیند [۹ و ۸، ۶، ۱]:

$$P_{max} = 52.4 (W^{\frac{1}{3}}/R)^{1.13} \quad (3)$$

$$\theta = 84 \left( W^{\frac{1}{3}} \right) \left( W^{\frac{1}{3}}/R \right)^{-0.23} \quad (4)$$

W: وزن خرج کروی TNT بر حسب کیلوگرم.

R: فاصله مرکز انفجار از نقطه مورد نظر بر حسب متر.

روابط فوق به منظور محاسبه حداکثر اضافه فشار ( $P_{max}$ ) و ثابت زمانی زوال ( $\theta$ ) برای هر مقدار ماده منفجره و نیز انفجار در هر عمقی از آب معتبر است؛ اما از لحاظ پارامتر R دامنه اعتبار آنها محدود به  $R \geq 10 r_{exp}$  است [۷]. همان شعاع خرج انفجار TNT در حالت کروی است.

دو پارامتر مهم دیگر در ارتباط با امواج شوک ناشی از انفجار، انرژی و ایمپالس<sup>۳</sup> است که به صورت زیر تعریف می‌شوند [۷ و ۱۰]:

$$I = \int_0^t P(t) dt \quad (5)$$

$$E = \frac{1}{\rho c} \int_0^t P^2(t) dt \quad (6)$$

چنانچه بتوان رابطه نمایی (۱) را برای تمام طول موج شوک در فاز مثبت انفجار معتبر دانست آنگاه خواهیم داشت [۷]:

$$I = \int_0^\infty P(t) dt = P_{max} \cdot \theta \quad (7)$$

$$E = \frac{1}{\rho c} \int_0^\infty P^2(t) dt = \frac{1}{\rho c} P_{max}^2 \cdot \theta \quad (8)$$

ولی با توجه به اینکه معمولاً تطابق بین منحنی تغییرات فشار واقعی

<sup>1</sup> Decay Constant

<sup>2</sup> Arrival Time

<sup>3</sup> Impulse

<sup>4</sup> Specific Impulse

<sup>5</sup> Taylor

درصد موج برخوردی منعکس می‌شود) بر اساس رابطه (۱۷) مقدار فشار کل اعمال شده به دیواره سازه دو برابر فشار برخوردی خواهد بود. این در حالی است که مقدار واقعی پارامتر  $K$  به دانسیته و سرعت صوت در دو محیط آب و سازه بستگی خواهد داشت. سرعت پیشروی صوت در یک محیط الاستیک جامد به صورت زیر به دست می‌آید [۹ و ۱۲]:

$$c_s = \sqrt{\frac{E_s}{\rho_s}} \quad (19)$$

در این تحقیق بدنه اصلی سازه مورد نظر از جنس بتن رده C40 است. رده بندی بتن مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران است. بر این اساس بتن رده C40، بتنی با مقاومت مشخصه فشاری ۴۰ مگا پاسکال است. به این معنا که مقاومت فشاری تک محوره ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای این بتن (با ارتفاع ۳۰ و قطر ۱۵ سانتی‌متر) حداقل برابر ۴۰ مگا پاسکال باشد. جزئیات نحوه نمونه‌برداری، انجام آزمایش و متوسط‌گیری نتیجه آزمایش‌ها در مبحث نهم آمده است [۱۳]. برای چنبن بتنی می‌توان از جدول الاستیسیته  $2.9 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$  و دانسیته متوسط  $2.4 \text{ ton/m}^3$  استفاده کرد و در نتیجه ضریب  $K$  به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$\rho = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}, \quad c = 1440 \frac{\text{m}}{\text{sec}}$$

$$\rho_s = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}, \quad c_s = \sqrt{\frac{2.9 \times 10^7}{2.4}} = 3476.1 \text{ m/sec}$$

$$K = \frac{1 \times 1440 - 2.4 \times 3476.1}{1 \times 1440 + 2.4 \times 3476.1} = -0.71$$

$$1 - k = 1.71$$

بنابراین میزان انعکاس موج شوک از یک دیواره بتنی معادل ۷۱ درصد موج برخوردی و در نتیجه حداکثر فشار کل وارده به سطح سازه بتنی در صورت غیرمتحرک بودن آن ۱/۷۱ برابر فشار موج برخوردی است.

در صورتی که جنس سازه مورد نظر از فولاد باشد، با فرض مدول الاستیسیته  $2.04 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$  و دانسیته  $7.85 \text{ ton/m}^3$  برای فولاد St37 و بر اساس معادلات فوق، مقدار ضریب  $K$  برابر ۰/۹۳- به دست می‌آید. در نتیجه حداکثر فشار کل وارده به سطح سازه فولادی در صورت غیرمتحرک بودن آن ۱/۹۳ برابر فشار موج برخوردی است.

#### ۴. پاسخ سیستم یک درجه آزادی به بار ناشی از انفجار

معادله حرکت کلی یک سیستم یک درجه آزادی تحت اثر بار دینامیکی مطابق رابطه (۲۰) خواهد بود [۱۴]:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = P(t) \quad (20)$$

$M$ : جرم معادل.

$K$ : سختی معادل فنر.

$C$ : میزان استهلاک معادل میراگر.

$P(t)$ : تابع بارگذاری اعمالی به سیستم.

جابه‌جایی و سرعت گرفتن دیواره سازه در راستای پیشروی موج شوک را نشان می‌دهد.

$P_{in}(t)$ : پالس فشار برخوردی به دیواره که به صورت نمایی با زمان کاهش می‌یابد.

$\phi$ : زاویه برخورد موج شوک به دیواره که به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\phi = \sin^{-1}\left(\frac{R_0}{R}\right) \quad (12)$$

$m_s$ : جرم واحد سطح دیواره سازه.

$v(t)$ : سرعت دیواره سازه در راستای پیشروی موج شوک برخوردی.

$\dot{v}(t)$ : شتاب دیواره سازه در راستای پیشروی موج شوک برخوردی.

$\rho$ : دانسیته آب.

$c$ : سرعت پیشروی صوت در آب.

با جاگذاری معادله (۱) در (۱۱) و حل معادله دیفرانسیل به دست آمده مقدار  $v(t)$  به صورت زیر به دست می‌آید [۱۱]:

$$v(t) = \frac{2P_{max}}{\rho c(z-1)} \left\{ e^{-\frac{t}{z\theta}} - e^{-\frac{t}{\theta}} \right\} \quad (13)$$

$t$ : زمان اندازه‌گیری شده از لحظه برخورد موج شوک به دیواره سازه.

$z$ : نسبت جرم مشخصه که به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$z = \frac{m_s}{\rho c\theta} \quad (14)$$

با جاگذاری  $v(t)$  به دست آمده طبق معادله (۱۳) در معادله (۱۱) می‌توان کل فشار وارده به سطح سازه ناشی از برخورد و انعکاس موج شوک و با در نظر گرفتن اثر اندرکنش آب و سازه را به دست آورد [۱۱ و ۷].

$$P_{total}(t) = m_s \dot{v}(t) =$$

$$2P_{in}(t) - \frac{2P_{max}}{(z-1)\sin\phi} \cdot \left\{ e^{-\frac{t}{z\theta}} - e^{-\frac{t}{\theta}} \right\} \quad (15)$$

همان‌طور که از معادله (۱۵) بر می‌آید، در زمان  $t = 0$  یعنی در لحظه برخورد موج شوک به دیواره سازه، مقدار فشار وارد به دیواره برابر  $2P_{max}$  یعنی دو برابر فشار موج برخوردی در موقعیت تماس بر سطح دیواره است و تأثیر موج کششی ناشی از جابه‌جایی دیواره و افت فشار متناظر با آن با گذشت زمان آشکار می‌شود. نکته مهمی که تذکر آن لازم به نظر می‌رسد این است که ضریب ۲ در ترم اول سمت راست معادله‌های (۱۱) و (۱۵) با فرض انعکاس صد درصد موج شوک از دیواره سازه است. در حالی که حتی با فرض ثابت و غیرمتحرک بودن دیواره سازه (و در نتیجه صرف‌نظر از اثرات موج کششی ایجاد شده) مقدار دقیق این ضریب از روابط زیر به دست خواهد آمد [۹ و ۶]:

$$P_{reflected} = K \times P_{incident} \quad (16)$$

$$P_{total} = P_{incident} - P_{reflected} = (1 - K) \times P_{incident} \quad (17)$$

$$K = \frac{\rho c - \rho_s c_s}{\rho c + \rho_s c_s} \quad (18)$$

$\rho_s$ : دانسیته مصالح تشکیل دهنده سطح سازه.

$c_s$ : سرعت پیشروی موج صوت در داخل سازه.

بدیهی است چنان‌چه پارامتر  $K$  را صرف‌نظر از مقدار دقیق آن در رابطه (۱۸) معادل ۱- در نظر بگیریم (به بیان دیگر بپذیریم که صد

معادل حداکثر مقدار فشار در منحنی بارگذاری فشار- زمان انفجار یعنی  $P_{max}$  قرار دهیم، تغییر مکان استاتیکی سیستم به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$u_{st} = \frac{P_{max}}{K} \quad (27)$$

از دو معادله (۲۶) و (۲۷) به رابطه زیر خواهیم رسید:

$$\frac{u_{max}}{u_{st}} = \frac{I_0 \omega}{P_{max}} \quad (28)$$

بنابراین در شرایطی که  $t_0 \leq 0.1 T_n$  باشد، می‌توان بدون انجام آنالیز دینامیکی و با استفاده از معادله ساده (۲۸) به حداکثر پاسخ دینامیکی سیستم دست پیدا کرد.

چنانچه مدت زمان اعمال بار انفجار بیشتر از  $0.1 T_n$  باشد می‌توان با داشتن تابع بارگذاری  $P(t)$  و حل معادله حرکت (۲۰) پاسخ دینامیکی سیستم  $u(t)$  را به دست آورد و سپس نسبت  $\frac{u_{max}}{u_{st}}$  را محاسبه کرد. به طور طبیعت در این حالت برخلاف وضعیت بارگذاری ضربه‌ای، نسبت  $\frac{u_{max}}{u_{st}}$  به نحوه بارگذاری دینامیکی  $P(t)$  بستگی خواهد داشت. در ادامه، این روال برای دو تابع بارگذاری نمایی و مثلثی خطی بررسی شده است.

ابتدا فرض می‌کنیم تابع بارگذاری به صورت  $P(t) = P_{max} e^{-t/\theta}$  باشد که در واقع همان بارگذاری نمایی ناشی از انفجار زیر آب است. در این صورت با حل معادله دیفرانسیل (۲۰) پاسخ دینامیکی سیستم به صورت معادله (۲۹) به دست می‌آید:

$$u(t) = \frac{u_{st}}{1+(1/\omega\theta)^2} \left\{ \frac{\sin \omega t}{\omega\theta} - \cos \omega t + \exp\left(\frac{-t}{\theta}\right) \right\} \quad (29)$$

بر این اساس نسبت  $\frac{u_{max}}{u_{st}}$  نیز به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\frac{u_{max}}{u_{st}} = \begin{cases} \omega\theta & \text{if } \omega\theta < 0.4 \\ 2 & \text{if } \omega\theta > 40 \\ \frac{2.222 \omega\theta}{2 + \omega\theta} & \text{others} \end{cases} \quad (30)$$

چنانچه بارگذاری به صورت یک پالس مثلثی خطی نزولی مطابق شکل (۲) و با معادله بار  $P(t) = P_{max}(1 - \frac{t}{t_0})$  باشد، حل معادله حرکت (۲۰) منجر به پاسخ دینامیکی سیستم مطابق معادله (۳۱) خواهد شد:

$$u(t) = u_{st} \left\{ 1 - \frac{t}{t_0} + \frac{\sin \omega t}{\omega t_0} - \cos \omega t \right\} \quad (31)$$

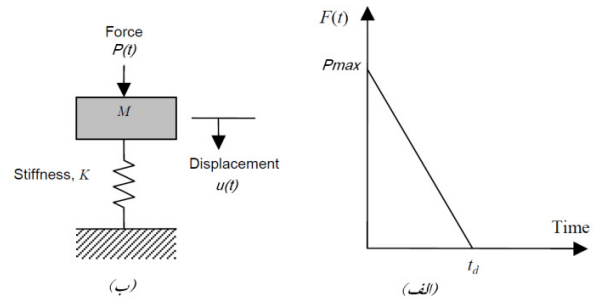
و در نتیجه نسبت  $\frac{u_{max}}{u_{st}}$  نیز به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$\frac{u_{max}}{u_{st}} = \left\{ 1 - \frac{\sin 2x_0}{x_0} + \left( \frac{\sin x_0}{x_0} \right)^2 \right\}^{1/2} \quad (32)$$

$x_0$ : پارامتر بدون بعدی که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$x_0 = \frac{\omega t_0}{2} \quad (33)$$

بنابراین چنانچه بتوان سازه مورد نظر را یک سیستم یک درجه آزادی فرض کرد، می‌توان بدون انجام آنالیزهای دینامیکی زمان‌بر، حداکثر پاسخ سیستم را با انجام یک آنالیز استاتیکی معادل حدس زد و از آنجا که طراحی سازه‌ها عموماً بر اساس حداکثر پاسخ آنها انجام می‌شود، بنابراین تخمین حداکثر پاسخ سازه در برابر بارهای انفجاری با استفاده از روش شرح داده شده فوق، یک گام اساسی در تسهیل و تسریع محاسبات و طراحی به شمار می‌رود.



شکل ۲. (الف) - پالس مثلثی خطی نزولی (ب): نمایی از سیستم یک درجه آزادی

در مورد بارگذاری انفجاری، چنانچه مدت زمان اعمال بار خیلی کوتاه و به بیان دقیق‌تر کمتر از ده درصد دوره طبیعی سازه باشد ( $t_0 \leq 0.1 T_n$ ) می‌توان بارگذاری را از نوع ضربه‌ای<sup>۱</sup> محسوب کرد [۱۲]. در شرایط بارگذاری ضربه‌ای برای حل معادله حرکت سیستم نیازی به اعمال تاریخچه زمانی بار انفجار و حل کامل معادله (۲۰) و به بیان دیگر انجام آنالیز دینامیکی نخواهد بود. بلکه می‌توان فرض کرد که سیستم در لحظه زمانی صفر با اعمال سرعت اولیه  $v_0$  تحریک شده است و سپس ارتعاش آزاد انجام می‌دهد. مقدار این سرعت اولیه را می‌توان بر اساس اصل ایمپالس-مومنتم به صورت زیر محاسبه کرد [۱۴]:

$$I = Mv_0 \rightarrow v_0 = \frac{I}{M} \quad (21)$$

I: ایمپالس بار انفجاری که همان مساحت زیر منحنی فشار- زمان یا به عبارتی تکان ویژه است.

M: جرم سیستم یک درجه آزادی که تحت اثر بار انفجار قرار گرفته است.

$v_0$ : سرعت اولیه اعمال شده به سیستم یک درجه آزادی ناشی از ایمپالس بار انفجار.

بنابراین در شرایط بارگذاری ضربه‌ای، شکل منحنی بارگذاری فشار- زمان انفجار اهمیتی ندارد و آنچه مهم است فقط مساحت زیر این منحنی یا همان ایمپالس است.

معادله حرکت ارتعاش آزاد یک سیستم یک درجه آزادی با فرض ناچیز بودن استهلاک به صورت زیر خواهد بود [۱۴]:

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad (22)$$

با تعریف  $\omega^2 = \frac{K}{M}$  می‌توان معادله فوق را به فرم زیر نوشت [۱۴]:

$$\ddot{u} + \omega^2 u = 0 \quad (23)$$

پاسخ عمومی این معادله دیفرانسیل با در نظر گرفتن شرایط اولیه به صورت معادله (۲۴) خواهد بود [۱۴]:

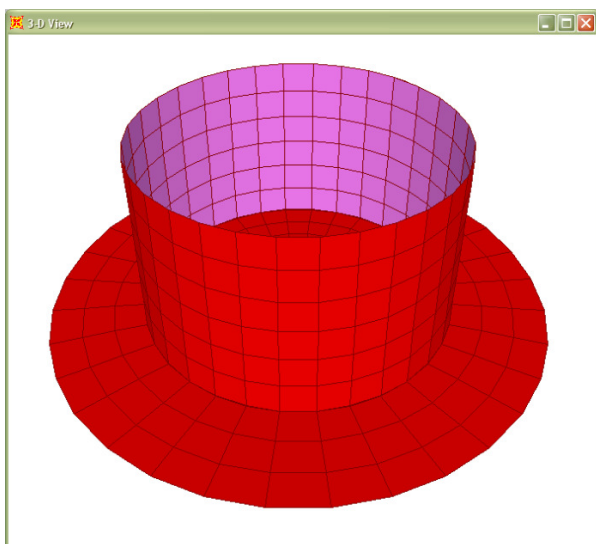
$$u = u_0 \cos \omega t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega t \quad (24)$$

$$\begin{cases} u_0 = 0 \\ v_0 = \frac{I}{M} \end{cases} \rightarrow u = \frac{I}{\omega M} \sin \omega t \quad (25)$$

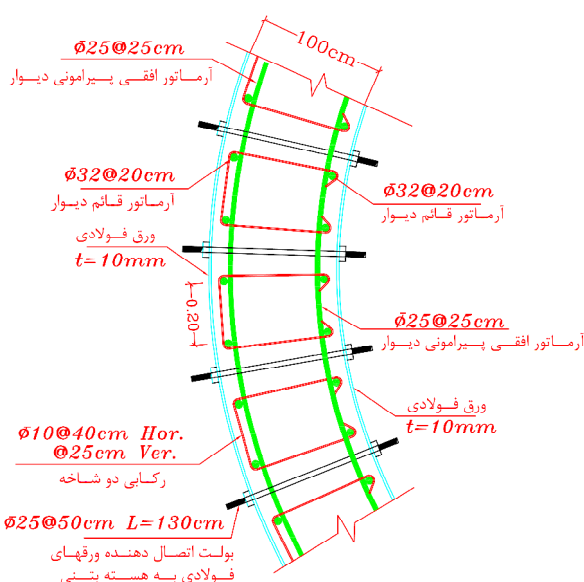
$$u_{max} = \frac{I}{\omega M} = \frac{I_0}{K} \quad (26)$$

حال چنانچه این سیستم یک درجه آزادی را در معرض بار استاتیکی

<sup>1</sup> Impulsive Load



شکل ۳. نمای سه بعدی سازه تست انفجار زیر آب



شکل ۴. برش افقی از دیواره مخزن

در نرم افزار SAP2000 الگوی توزیع مکانی بار انفجار با تخصیص بار گسترده سطحی روی المان‌های پوسته تشکیل دهنده دیواره مخزن تعریف می‌شود. در مدل ساخته شده توزیع این بار گسترده در هر دو راستای محیطی و قائم به صورت یکنواخت فرض شده است. هر چند در راستای قائم با نزدیک شدن به دو انتهای بالا یا پایین مخزن و در نتیجه دور شدن از موقعیت خرج و افزایش  $R$ ، پیک فشار موج شوک کاهش و مدت زمان تداوم آن افزایش می‌یابد؛ اما به جهت ساده‌سازی در مدل از این تغییرات صرف نظر شده است. از سوی دیگر تغییرات زمانی بار انفجار از طریق تعریف توابع تاریخچه زمانی صورت می‌گیرد. برای انجام آنالیز دینامیکی مخزن دو تابع تاریخچه زمانی تعریف شده است: تابع func-exp همان عبارت  $P_{total}$  است که تغییرات فشار برحسب زمان را به صورت نمایی و بر اساس رابطه (۳۸) توصیف می‌کند و تابع func-lin که پالس مثلثی خطی نزولی معادل

## ۵. مدل‌سازی و بارگذاری مخزن استوانه‌ای تست انفجار

در این بخش، سازه مورد نظر که یک مخزن استوانه‌ای بتنی تست انفجار است را، تحت تأثیر انفجار در مرکز استوانه بررسی کردیم و حداکثر پاسخ آن را از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی که به کمک نرم افزار SAP2000 انجام شده است به دست آوردیم و با نتیجه تحلیل سیستم یک درجه آزادی که در بخش قبل به آن اشاره شد، مقایسه می‌کنیم.

سازه مورد نظر یک مخزن استوانه‌ای بتنی به قطر داخلی ۴m و ارتفاع ۳m و ضخامت جداره ۱m است که جهت تست انفجار زیر آب استفاده می‌شود. این مخزن تا حداکثر ارتفاع از آب پر شده و آنگاه انفجاری در مرکز استوانه صورت می‌گیرد. کف مخزن، فونداسیون بتنی مدور به ضخامت ۱ متر و قطر ۸ متر است. مخزن بدون سقف بوده و اتصال دیواره مخزن به فونداسیون نیز به صورت درز لغزشی است که محدودیتی در راستای تغییر مکان‌های شعاعی دیواره ایجاد نمی‌کند. بنابراین افزایش و کاهش قطر مخزن و نوسان‌های شعاعی آن تحت اثر انفجار آزادانه، بدون دخالت و درگیری فونداسیون انجام می‌شود؛ اما در راستای قائم و در راستای محیطی، دیواره مخزن با فونداسیون درگیر بوده و آزادی حرکت وجود ندارد. شکل (۳)

وضعیت کلی سازه مخزن را نشان می‌دهد.

هر تست شامل انفجار حدود ۱۲۰ گرم خرج کروی TNT در مرکز استوانه و در ارتفاع ۱/۵ متری از کف است. دیواره مخزن همان‌طور که در شکل (۴) دیده می‌شود، یک سازه کامپوزیتی متشکل از یک جداره بتنی به ضخامت یک متر است که در دو طرف آن ورق فولادی St37 به ضخامت یک سانتی‌متر تعبیه شده است. اتصال ورق‌های فولادی با جداره بتنی از طریق نصب بولت‌های متعدد به صورت شبکه‌ای با فواصل ۲۵ سانتی‌متر در هر دو راستای محیطی و قائم است. بتن مورد استفاده در ساخت جداره مخزن از رده C40 است. ما در این بخش صرفاً اثرات انفجار روی دیواره استوانه‌ای مخزن را بررسی می‌کنیم و فونداسیون آن مورد بحث نخواهد بود.

برای بارگذاری انفجاری روی دیواره‌های مخزن از روابط (۱۵-۱) به شرح زیر استفاده می‌شود. روابط زیر تنها برای تراز ۱/۵ متری از کف مخزن که در آن  $R = R_0 = 2 \text{ m}$  و  $\phi = 90^\circ$  است تنظیم شده‌اند و نتیجه‌های آنها به کل دیواره مخزن تعمیم داده شده است:

$$P_{\max} = 52.4 \left( \frac{0.12^{1/3}}{2} \right)^{1.13} = 10.77 \text{ MPa} \quad (34)$$

$$\theta = 84(0.12)^{1/3} \left( \frac{0.12^{1/3}}{2} \right)^{-0.23} = 57.17 \mu\text{sec} \quad (35)$$

$$I = 5.75 (0.12)^{1/3} \left( \frac{0.12^{1/3}}{2} \right)^{0.89} = 0.82 \text{ KN} \cdot \frac{\text{sec}}{\text{m}^2} \quad (36)$$

$$z = \frac{(1 \times 2.4) + 2 \times (0.01 \times 7.85)}{1 \times 1440 \times 57.17} = 31.06 \quad (37)$$

$$P_{\text{total}} = 2P_{\text{in}}(t) - \frac{2P_{\max}}{\sin\phi(z-1)} \{e^{-t/z\theta} - e^{-t/\theta}\} = 22.26 e^{-t/\theta} - 0.72 e^{-t/z\theta} \quad (38)$$

استخراج خواهد بود. اما با توجه به روش اجرای مخزن، روابط بسته<sup>۲</sup> تحلیلی برای این منظور کفایت نمی‌کند و بایستی از مدل‌سازی نرم‌افزاری استفاده کرد. به‌همین دلیل در مدل نرم‌افزاری، آنالیز استاتیکی با اعمال فشار داخلی با شدت ثابت  $P_{max}$  و با توزیع یکنواخت روی جداره مخزن به‌صورت متقارن محوری انجام شده است.

برای محاسبه فرکانس طبیعی سازه ( $\omega$ ) آنالیز مودال با استفاده از تکنیک مقادیر ویژه و برای محاسبه پاسخ دینامیکی سازه تحت تأثیر بارگذاری انفجاری روی دیواره مخزن، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی با روش انتگرال‌گیری مستقیم انجام شده است. انتگرال‌گیری در حوزه زمان به روش HHT<sup>۳</sup> با  $\alpha = 0$  که معادل همان روش نیومارک خواهد بود، انجام گرفته است. برای ارضای شرط پایداری محاسبات مربوط به انتگرال‌گیری بر اساس پیشنهاد UFC، نمو زمانی  $\Delta t$  در روش انتگرال‌گیری مستقیم حداکثر بایستی معادل یک دهم زمان تداوم انفجار در فاز مثبت باشد ( $\Delta t \leq \frac{1}{10} t_{of}$ ) که برای رعایت این مسئله از  $\Delta t = \frac{1}{40} t_{of} = 3.8 \times 10^{-6} \text{sec}$  استفاده شده است.

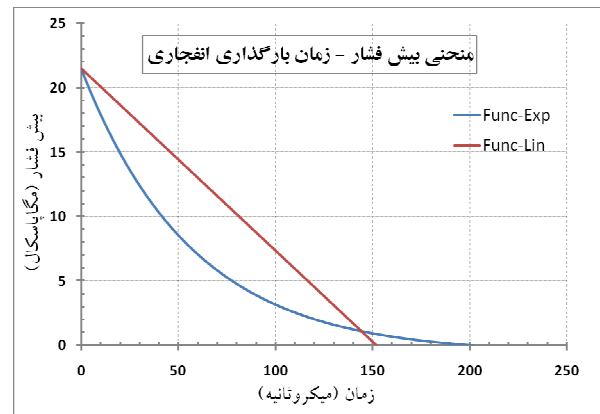
## ۶. تخمین حداکثر پاسخ مخزن استوانه‌ای تحت اثر بار انفجار زیر آب

برای بررسی اثر اندازه المان، سه مدل با تعداد المان‌های ۷۶۸، ۳۰۷۲ و ۱۲۲۸۸ ساخته شده است. حداکثر تنش غشایی ایجاد شده در وسط لایه بتنی دیواره مخزن که مربوط به تراز وسط ارتفاع مخزن است و حداقل آن که مربوط به دو انتهای بالا و پایین مخزن است برای هر سه مدل مذکور در جدول (۱) بر حسب واحد مگا پاسکال ارائه شده است. هم‌چنین حداکثر تغییر مکان شعاعی دیواره نیز بر حسب میلی‌متر آورده شده و این نتیجه‌ها از آنالیزهای دینامیکی سازه به‌دست آمده است. در آنالیز دینامیکی ۱ از تابع پالس مجازی به‌عنوان بار شوک ناشی از انفجار و در آنالیز دینامیکی ۲ از تابع پالس نمایی استفاده شده است. همین نتیجه‌ها از آنالیز استاتیکی سازه نیز استخراج و در جدول (۱) گزارش شده است.

همان‌طور که از مقادیر ارائه شده در جدول (۱) برمی‌آید افزایش تعداد المان‌ها و در نتیجه کوچک‌تر شدن اندازه آنها تأثیر چندانی در نتیجه آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی ندارد. البته این مسئله از قبل نیز قابل پیش‌بینی است، چرا که شرایط مرزی و وضعیت بارگذاری و هندسه کلی سازه به‌گونه‌ای است که تمرکز تنش قابل ملاحظه در هیچ نقطه‌ای از سازه ایجاد نخواهد شد و در چنین شرایطی، گرادیان تنش در کل سازه به‌صورت ملایم و هموار خواهد بود. در نتیجه افزایش تعداد المان‌ها که به‌طور معمول به منظور رصد کردن تغییرات سریع و غیر خطی تنش یا تغییر مکان در سازه است، در مدل‌سازی این سازه ضرورتی ندارد.

پالس واقعی انفجار است. پالس مثلثی خطی که به آن پالس مجازی<sup>۱</sup> نیز گفته می‌شود بر اساس اصل هم‌ارزی ایمپالس و از روی نمودار واقعی انفجار ساخته می‌شود. پیک فشار این پالس مجازی برابر پیک فشار پالس واقعی است و مدت تداوم آن  $t_{of}$  مطابق رابطه (۳۴) به گونه‌ای تعریف می‌شود که مساحت زیر آن معادل ایمپالس ناشی از انفجار واقعی باشد. ایمپالس ناشی از انفجار واقعی که بر اساس معادله (۹) به‌دست می‌آید، مبتنی بر نتیجه آزمایش‌های میدانی انفجار بوده و ارتباطی به فرم نمایی ارائه شده برای توصیف بار انفجار که در قالب رابطه (۱) برای موج برخوردی یا رابطه (۳۸) برای موج منعکس شده بیان می‌شود، ندارد. هر دو پالس نمایی func-exp و مجازی خطی func-lin در قالب یک نمودار فشار-زمان جهت مقایسه در شکل (۵) نشان داده شده است.

$$t_{of} = \frac{2I}{P_{max}} = \frac{2 \times 0.82}{10.77} = 0.152 \text{ msec} \quad (34)$$



شکل ۵. نمودار فشار-زمان پالس‌های نمایی و مجازی خطی

مصالح فولاد St37 و بتن C40 مورد استفاده در مدل‌سازی دیواره مخزن به‌صورت الاستیک خطی تعریف شده‌اند. جهت مش‌بندی دیواره مخزن نیز از المان چهارگره‌ای خطی Shell-multi Layered استفاده شده است. در تعریف این المان در این تحقیق، هر یک از لایه‌های بتن میانی و پوسته فولادی داخلی و خارجی مخزن با استفاده از یک لایه مصالح مجزا و به کمک حداقل دو نقطه گاوس مدل می‌شود. بنابراین برای تعریف هر یک از المان‌های Shell-multi Layered و محاسبات ماتریس سختی آن در این روش مدل‌سازی در مجموع از ۶ نقطه گاوس استفاده خواهد شد. البته در صورتی که صرفاً رفتار غشایی سازه مورد نظر باشد و از عملکرد خمشی آن صرف نظر شود، تعریف حداقل یک نقطه گاوس برای هر لایه از مصالح در یک المان نیز کفایت می‌کند. چنان‌چه دیواره مخزن تنها از یک نوع مصالح ساخته شده بود از تئوری ورق‌ها و پوسته‌ها، روابط تحلیلی مربوط به محاسبه تغییر مکان استاتیکی دیواره مخزن تحت اثر فشار یکنواخت داخلی که به‌صورت افزایش قطر استوانه است و نیز مقدار تنش غشایی ایجاد شده در آن و در ضمن دوره طبیعی سازه قابل

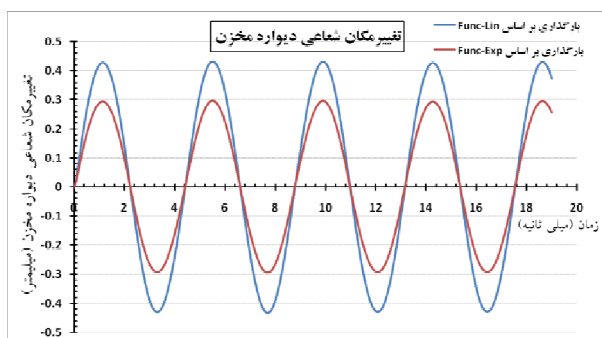
<sup>2</sup> Close-Form

<sup>3</sup> Hilber-Hughes-Taylor

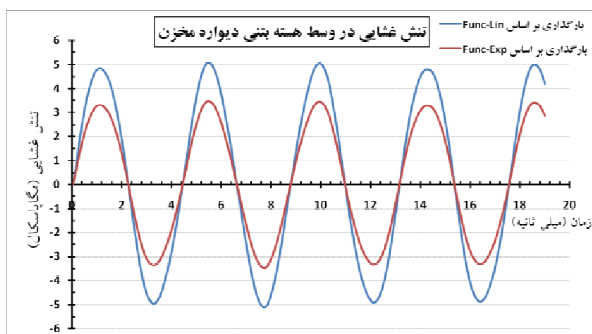
<sup>1</sup> Fictitious Pulse



تحت اثر این دو پالس در شکل (۷) نشان داده شده است. شکل‌های (۸) و (۹) نیز کانتورهای مربوط به تغییر مکان شعاعی و تنش غشایی در مرکز لایه بتنی دیواره را فقط تحت اثر پالس مجازی خطی نشان می‌دهد.



شکل ۶. تغییر مکان شعاعی دیواره مخزن تحت تأثیر پالس نمایی و پالس مثلثی خطی



شکل ۷. تنش غشایی در مرکز لایه بتنی وسط ارتفاع دیواره مخزن تحت تأثیر پالس نمایی و پالس مثلثی خطی

همان‌طور که در شکل‌های (۶-۷) مشاهده می‌شود، سازه تحت اثر پالس انفجار در هر دو حالت نمایی و مجازی خطی، ارتعاش آزاد با دوره تناوب طبیعی  $T_n = 4.37 \times 10^{-3} \text{ sec}$  انجام می‌دهد. این مسئله مبین آن است که اثر انفجار صرفاً تحریک اولیه سیستم به صورت اعمال سرعت اولیه است.

بر اساس آنچه در بخش ۴ گفته شد، می‌توان مقادیر ماکزیمم پاسخ سازه را بدون انجام آنالیز دینامیکی نیز پیش‌بینی کرد. از آنجا که مدت تداوم پالس انفجار (که در حالت پالس نمایی  $t_0 = 202 \mu\text{sec}$  و در حالت پالس مجازی خطی  $t_{0f} = 152 \mu\text{sec}$  است) کمتر از یک‌دهم دوره طبیعی سازه است، بنابراین از رابطه (۲۸) می‌توان پاسخ حداکثر سازه را حدس زد.

الف - برای پالس نمایی

$$\frac{u_{\max}}{u_{st}} = \frac{I \cdot \omega}{P_m} = \frac{(0.1098 \times 10^{-3} \text{ MPa} \cdot \text{sec}) \times 1436.56}{21.54 \text{ MPa}}$$

$$\frac{u_{\max}}{u_{st}} = 0.073$$

$$u_{\max} = 0.073 \times u_{st} = 0.073 \times 4.05 = 0.296 \text{ mm}$$

جدول ۱. مقادیر حداقل و حداکثر تنش غشایی دیواره مخزن در مدل‌های با تعداد المان متفاوت

آنالیز استاتیکی	تعداد المان	۷۶۸	۳۰۷۲	۱۲۲۸۸
	تنش غشایی	۴۷/۱۲	۴۷/۱۶	۴۷/۱۷
	تغییر مکان شعاعی	۴/۰۵۰	۴/۰۵۵	۴/۰۵۶
آنالیز دینامیکی ۱	حداقل تنش غشایی	۵/۰۲	۵/۰۱	۵/۰۱
	حداکثر تنش غشایی	۵/۰۸	۵/۰۹	۵/۰۸
	تغییر مکان شعاعی	۰/۴۳۴	۰/۴۳۴	۰/۴۳۴
آنالیز دینامیکی ۲	حداقل تنش غشایی	۳/۴۲	۳/۴۳	۳/۴۳
	حداکثر تنش غشایی	۳/۴۷	۳/۴۸	۳/۴۷
	تغییر مکان شعاعی	۰/۲۹۵	۰/۲۹۶	۰/۲۹۶

## ۱-۶. آنالیز استاتیکی

تغییر مکان استاتیکی سازه ناشی از اعمال فشار ثابت و یکنواختی معادل پیک فشار موج شوک انفجار  $P_{\max}$  در محل اصابت به دیواره مخزن معادل  $۴/۰۵$  میلی‌متر است. هم‌چنین توزیع تنش غشایی  $\sigma_{11}$  در دیواره مخزن (با فرض قرار گرفتن محور محلی ۱ در راستای محیطی دیواره مخزن) در هر یک از لایه‌های مختلف فولاد و بتن جداره در جدول (۲) نشان داده شده است. بنابر شرایط بارگذاری مخزن و بر اساس نتیجه‌های تحلیل، عملکرد اصلی دیواره مخزن عملکرد غشایی است و تأمین ظرفیت باربری کافی در برابر نیروهای کشش و فشار ایجاد شده در دیواره مهم‌ترین مسئله در طراحی این سازه خواهد بود.

## ۲-۶. آنالیز دینامیکی

با انجام آنالیز مودال، فرکانس طبیعی دیواره مخزن که با استفاده از درز لغزشی در محل اتصال به فونداسیون می‌تواند مستقل از فونداسیون ارتعاش نماید، معادل  $\omega = 1436.56 \text{ rad/sec}$  و دوره تناوب طبیعی آن معادل  $T_n = 4.37 \times 10^{-3} \text{ sec}$  به دست می‌آید. با توجه به اینکه در آنالیز مودال، مودهای ارتعاشی متنوعی محاسبه و استخراج می‌شود، فرکانس طبیعی گزارش شده مربوط به مود شکل منطبق بر الگوی تغییر مکان مخزن تحت اثر بار انفجار ماست.

جدول ۲. مقادیر تنش‌های غشایی در لایه‌های مختلف دیواره

پوسته فولاد بیرونی	لایه بتنی میانی	پوسته فولاد داخلی	تنش غشایی در مرکز هر لایه (MPa)
۳۳۳/۷۵	۴۷/۱۷	۳۳۳/۷۵	

تاریخچه زمانی تغییر مکان شعاعی دیواره مخزن تحت تأثیر پالس نمایی (تابع Func-exp) و نیز پالس مثلثی خطی معادل (تابع Func-Lin) در شکل (۶) ارائه شده است. هم‌چنین تاریخچه زمانی تنش غشایی  $\sigma_{11}$  در مرکز لایه بتنی دیواره در تراز وسط ارتفاع مخزن نیز



ب - برای پالس مجازی خطی

مجازی خطی  $0/43$  میلی‌متر است. بنابراین مشاهده می‌شود که تطابق بسیار خوبی بین پیش‌بینی انجام شده بر اساس روابط فوق و نتیجه‌های آنالیز دینامیکی وجود دارد.

مطلب دیگری که بایستی به آن توجه کرد این است که بر اساس شکل‌های (۶-۷)، مقادیر پاسخ سازه تحت اثر پالس مثلثی مجازی بیشتر از پالس نمایی است. دلیل این مسئله به‌طور تلویحی در بخش ۲ مورد اشاره قرار گرفت. تابع نمایی پیشنهادی مطابق رابطه (۱) فقط تا زمان  $t = \theta$  با نمودار واقعی فشار-زمان انفجار تطابق دارد. بعد از این زمان، مطابق آن‌چه در شکل (۱) نیز به وضوح دیده می‌شود تغییرات واقعی فشار-زمان انفجار بسیار ملایم‌تر از رابطه نمایی (۱) است و در نتیجه ایمپالس واقعی ناشی از انفجار که از رابطه تجربی (۹) به‌دست می‌آید، به میزان قابل ملاحظه‌ای بزرگ‌تر از ایمپالس محاسبه شده از طریق انتگرال‌گیری از رابطه نمایی (۱) خواهد بود. بر اساس روابط ارائه شده در بخش ۲، ایمپالس به‌دست آمده از رابطه تجربی (۹) حدود ۳۰ درصد بیشتر از ایمپالس به‌دست آمده از انتگرال رابطه نمایی (۱) است. رابطه (۱۵) که با ملاحظه اندرکنش سازه و سیال به‌دست آمده و در بارگذاری انفجاری سازه از آن استفاده می‌شود نیز همین مشکل را دارد؛ یعنی چون بر اساس رابطه نمایی (۱) استخراج شده در مقایسه با بار واقعی انفجار، ایمپالس کمتری به سازه اعمال خواهد کرد. از سوی دیگر بر اساس زمان تناوب طبیعی سازه و ارتباط آن با مدت تداوم پالس انفجار، شرط  $t_0 \leq 0.1 T_n$  صادق بوده و در نتیجه همان‌گونه که در بخش ۴ به‌طور مبسوط بحث شد، پاسخ دینامیکی سازه صرفاً تابع مقدار ایمپالس بوده و به شکل منحنی بارگذاری بستگی نخواهد داشت. بنابراین به صراحت می‌توان اظهار داشت که بارگذاری انفجاری انجام شده روی سازه در مدل نرم‌افزاری، زمانی مناسب و صحیح خواهد بود که بر اساس ایمپالس به‌دست آمده از رابطه (۹) استخراج شده باشد. به‌همین دلیل به نظر می‌رسد به‌منظور بارگذاری یک سازه ناشی از انفجار زیر آب، استفاده از پالس مجازی خطی (که در محاسبه مدت تداوم آن مطابق رابطه (۳۴) از ایمپالس واقعی انفجار استفاده می‌شود) در مقایسه با پالس نمایی رابطه (۱۵)، مناسب‌تر و به واقعیت نزدیک‌تر است.

بنابراین با این تفاسیر، بارگذاری یک سازه تحت اثر انفجار زیر آب، صرفاً با اتکا به رابطه (۱۵) از دقت و صحت کافی برخوردار نخواهد بود؛ زیرا در این رابطه مقدار ایمپالس اعمال شده به سازه کمتر از مقدار واقعی است. با توجه به اینکه در مورد سازه‌های بتنی ضخیم همانند مخزن مورد بحث در این مقاله، اثر ترم دوم رابطه (۱۵) در ازای مقادیر اولیه  $t$  (یعنی در قسمت ابتدای منحنی فشار-زمان) به دلیل بزرگ بودن مقدار پارامتر  $z$ ، قابل اغماض است. بنابراین به جای استفاده از این رابطه می‌توان از پالس مجازی خطی با پیک فشاری معادل دو برابر پیک فشار برخوردی استفاده کرد. پالس مجازی خطی را با داشتن دو پارامتر می‌توان ساخت:

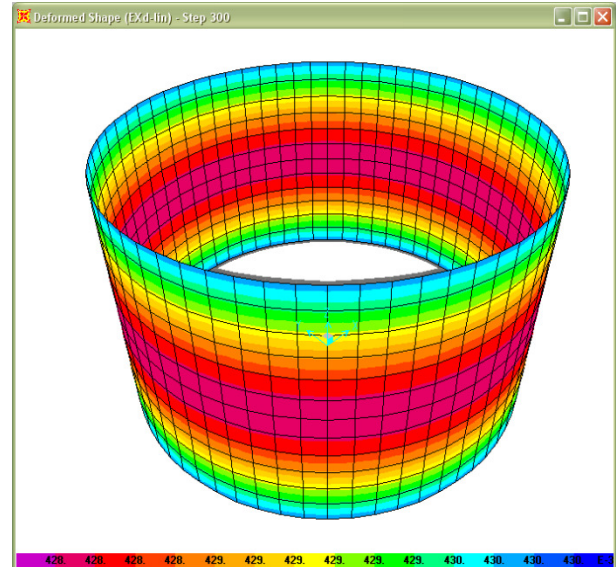
۱- پیک فشار اولیه: در پالس مجازی می‌توان پیک فشار را در جهت اطمینان دو برابر پیک فشار برخوردی در نظر گرفت (در بخش ۳

$$\frac{u_{\max}}{u_{\text{st}}} = \frac{I \cdot \omega}{P_m} = \frac{(2 \times 0.82 \times 10^{-3} \text{ MPa} \cdot \text{sec}) \times 1436.56}{21.54 \text{ MPa}}$$

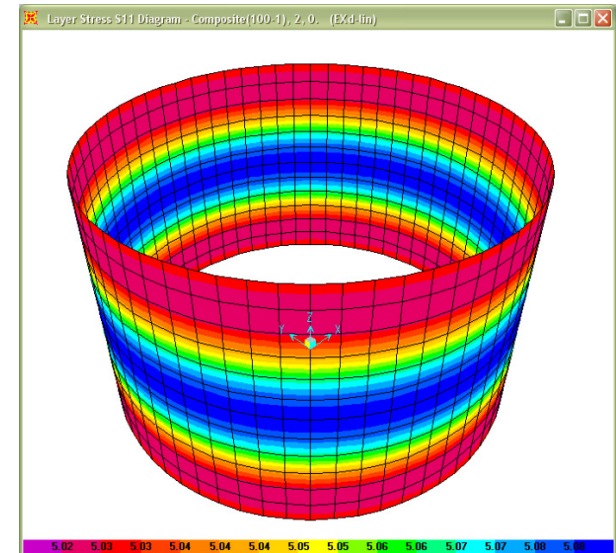
$$\frac{u_{\text{st}}}{u_{\max}} = 0.109$$

$$u_{\max} = 0.109 \times u_{\text{st}} = 0.109 \times 4.05 = 0.44 \text{ mm}$$

مقادیر ایمپالس مورد استفاده در روابط فوق به‌ترتیب از مساحت زیر منحنی‌های Func-Lin و Func-Exp به‌دست آمده است.



شکل ۸. کانتور تغییر مکان شعاعی دیواره مخزن تحت تأثیر پالس مثلثی خطی



شکل ۹. کانتور تنش غشایی در مرکز لایه بتنی تحت تأثیر پالس مثلثی خطی

از سوی دیگر همان‌طور که از شکل‌های (۶) و (۸) و نیز جدول (۱) مشخص است، حداکثر تغییر مکان شعاعی دیواره مخزن که از انجام آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی به روش انتگرال‌گیری مستقیم به‌دست آمده است، تحت اثر پالس نمایی  $0/29$  و تحت اثر پالس

در بررسی صورت گرفته این نتیجه حاصل شد که چنانچه در هر سازه‌ای و با هر نوع الگوی توزیع مکانی بار انفجار، بتوان مود شکل متناسب با فرم تغییر شکل واقعی سازه را استخراج و بر این اساس، سیستم یک درجه آزادی معادل سازه را به طور مناسب تشخیص داد، به سادگی و بدون صرف زمان و هزینه انجام آنالیزهای دینامیکی سنگین (با نمو زمانی بسیار کوچک) پاسخ حداکثر سازه را پیش‌بینی کرد.

## ۸. مراجع

- [1] Cole, R. H. "Underwater Explosions."; Princeton University Press: New Jersey USA, 1948.
- [2] Keil, A. H. "The Response of Ships to Underwater Explosions."; Trans. Soc. Naval Architects Marine Eng. 1961, 69, 366-410.
- [3] Hollyer, R. S. "Direct Shock-Wave Damage to Merchant Ships From Non-Contact Underwater Explosion."; Trans. Soc. Naval Architects Marine Eng. 1959, 67, 773-784.
- [4] Keil, A. H. "Introduction to Underwater Explosion Research."; UERD, Norfolk Naval Ship Yard, Portsmouth, Virginia, 1956.
- [5] Li, Q. M.; Meng, H. "Pressure-Impulse Diagram for Blast Loads Based on Dimensional Analysis and Single-Degree-of-Freedom Model."; J. Eng. Mechanics 2002, 128, 87-92.
- [6] Delmaire-Sizes, F.; Atrusson, B.; Nicaud, A.; Brochard, D. "Behavior of a Rectangular Reinforced Concrete Pool Filled with Water and Loaded by an Internal Explosion."; in Transactions of 16<sup>th</sup> Int. Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 16), Washington DC, 2001.
- [7] Rajendran, R.; Narasimhan, K. "Deformation and Fracture Behavior of Plate Specimens Subjected to Underwater Explosion-a Review."; Int. J. Impact Eng. 2006, 32, 1945-1963.
- [8] Gupta, N. K.; Kumar, P.; Hegde, S. "On Deformation and Tearing of Stiffened and Un-Stiffened Square Plates Subjected to Underwater Explosion."; Int. J. Mech. Sci. 2010, 52, 733-744.
- [9] Smith, P. D.; Hethreington, J. G. "Blast and Ballistic Loading of Structures."; Oxford: Butterworth Heinemann, 1994.
- [10] Hung, C. F.; Hsu, P. Y.; Hwang-Fuu, J. J. "Elastic shock Response of an Air-Backed Plate to Underwater Explosion."; Int. of Impact Eng. 2005, 31, 151-168.
- [11] Ramajeyathilagam, K.; Vendhan, C. P. "Deformation and Rupture of Thin Rectangular Plates Subjected to Underwater Shock."; Int. J. Impact Eng. 2004, 30, 699-719.
- [12] U.S. Army Corps of Engineers, "UFC-3-340-02: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosion."; Department of Defense, 2008.
- [13] Office of Development and Promotion of Iranian National Building Regulations, "Nine Topics: Design and Construction of Concrete Structures."; Iran Publication of Development, Tehran, 2009 (In Farsi).
- [14] Clough R. W.; Penzien, J. "Dynamics of Structures."; McGraw-Hill, New York, 1975.

برای هر دو حالت سازه بتنی و فولادی، ضریب انعکاس واقعی بر اساس رابطه (۱۸) به دست آمد و مشخص شد که پیک فشار کل وارد بر سطح سازه بتنی حدود  $1/71$  برابر و برای سازه فولادی  $1/93$  برابر پیک فشار برخوردار است).

۲- مدت تداوم: مدت تداوم پالس مجازی خطی که همان فشار کل وارد به سازه است، به طور تقریبی معادل مدت تداوم پالس فشار برخوردار بوده و از رابطه (۳۴) قابل محاسبه است.

## ۷. نتیجه‌گیری

در این مقاله روابط مورد نیاز برای محاسبه پیک فشار و ایمپالس ناشی از انفجار یک خرج کروی TNT زیر آب مطرح شد. همچنین با فرض برخورد موج شوک ناشی از انفجار به سازه، اندرکنش سازه با سیال حامل موج بررسی و روابط لازم برای بارگذاری سازه ارائه شد. در اکثر موارد، انفجار زیر آب پالس تقریباً نمایی با مدت تداوم بسیار کوتاهی در مقایسه با دوره طبیعی سازه تولید می‌کند. بنابراین پاسخ سازه در برابر این بار دینامیکی صرفاً به مقدار ایمپالس بستگی خواهد داشت و از نحوه تغییرات فشار با زمان مستقل خواهد بود. در چنین شرایطی بارگذاری مناسب بایستی بر اساس اصل هم‌ارزی ایمپالس استوار باشد، به این معنا که صرف نظر از شکل ریاضی پالس انتخابی، ایمپالس آن تا حد امکان نزدیک به مقادیر ایمپالس به دست آمده از تست‌های میدانی باشد. ساده‌ترین راه، انتخاب پالس مثلثی مجازی است. پیک فشار این پالس مجازی دو برابر پیک فشار پالس برخوردار است و مدت تداوم آن نیز به گونه‌ای انتخاب می‌شود که مساحت زیر آن معادل دو برابر ایمپالس موج برخوردار است. با این مشخصات، این پالس مجازی جایگزین عبارت  $2P_{in}(t)$  در رابطه (۱۵) خواهد بود. ترم دوم رابطه (۱۵) که سرعت دیواره سازه ناشی از برخورد موج شوک را در کاهش میزان انعکاس و تعدیل بار وارد به آن لحاظ می‌کند، برای سازه‌های بتنی ضخیم (که پارامتر  $Z$  بزرگی خواهند داشت) به ازای مقادیر کوچک  $t$  (در ابتدای پالس) اهمیت چندانی ندارد. بنابراین پالس مجازی خطی برای بارگذاری این‌گونه سازه‌ها مناسب‌تر از پالس نمایی خواهد بود.

مطلب دیگر پیش‌بینی حداکثر پاسخ دینامیکی سازه‌های در معرض انفجار با استفاده از روش یک درجه آزادی است. هر چند محاسبه تاریخچه تغییرات زمانی پاسخ سازه در آنالیزهای غیرخطی لازم است اما در آنالیزهای خطی داشتن حداکثر پاسخ سازه برای اطلاع از رفتار آن و طراحی مناسب کفایت می‌کند. روش محاسبه ساده حداکثر پاسخ سازه در برابر پالس‌های ضربه‌ای، مثلثی و نمایی به تفکیک مطرح و در مورد پالس‌های ضربه‌ای، در قالب مدل‌سازی یک سازه استوانه‌ای تست انفجار زیر آب، نتیجه‌های مورد بررسی قرار گرفت.