

تحلیل دینامیکی سکوه‌های تک پایه در شرایط خلیج فارس

عباس صدرالدینی^۱، مهدی شفیعی فر^۲

۱- دانش آموخته سازه های هیدرولیکی، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استادیار دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

چکیده

سکوه‌های تک پایه سازه‌های نسبتاً لاغری می‌باشند که نسبت به بارگذاری موج حساس هستند، زیرا که پریود طبیعی این سکوها در حدود پریود امواج دریا می‌باشد. از اینرو تحلیل دینامیکی و مدلسازی صحیح موج در مورد این سکوها که دارای صلبیت کمی می‌باشند از اهمیت خاصی برخوردار است. مدلسازی امواج به دو روش متعین و تصادفی انجام می‌شود. در روش متعین از یک ارتفاع مشخصه موج که نماینده حالت دریا است، استفاده می‌شود. روش تصادفی به دو شکل طیفی و تاریخیچه زمانی انجام می‌پذیرد. در این تحقیق روشهای مختلف مدلسازی موج در مورد سکوه‌های تک پایه و اعتبار هر یک از آنها در شرایط خلیج فارس مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. از تحلیل‌های انجام شده در محدوده مدلهای مورد مطالعه می‌توان نتیجه گرفت که تحلیل با روش تصادفی و تاریخیچه زمانی دارای واقعی‌ترین پاسخها می‌باشد. روش طیفی در صورتیکه در بارگذاری نیروی اینرسی غالب و پریود طبیعی سکو از پریود موج اعمالی دور باشد، دارای دقت قابل قبولی است. روش متعین در صورتیکه سکو دارای صلبیت زیاد باشد، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

کلمات کلیدی: سکوه‌های تک پایه، بارهای هیدرودینامیکی، فرآیند تصادفی، تحلیل طیفی، تحلیل تصادفی تاریخیچه زمانی، اندرکنش موج و سازه‌له موريسون

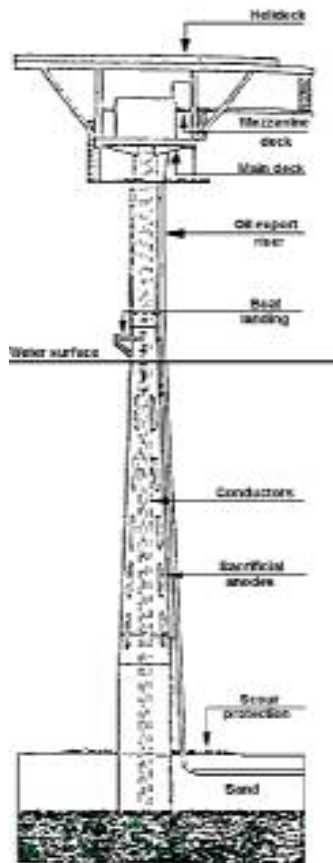
Dynamic Analysis of Monopile Platforms in the Persian Gulf Sea State Conditions

Abstract

Monopile platforms are rather slim structures which are sensitive to wave loadings and the natural period of them are within the range of sea waves' periods. Therefore, suitable dynamic analysis and wave modeling for these platforms is necessary. There are two methods for analyzing such flexible structures under wave loading, i.e., deterministic and random methods. In deterministic method, a regular wave representing the sea state is used while random analysis considers irregular wave including spectral and time history analysis. A comprehensive research has been carried out by applying the above mentioned methods for several monopile platforms to evaluate the validity of these methods. Results show that time history random method has the most reliable responses because of accurate modeling of waves and considering nonlinearities in the analysis. However, spectral method accuracy is acceptable if inertia term of wave loading is dominated and natural period of platform is far from wave period. Deterministic method can be used when platform has high rigidity.

Keyword: Monopile platforms, Hydrodynamic loads, stochastic process, Wave-structure interaction, Morison equation

مقدمه



شکل ۱- نمونه ای از یک سکوی تک پایه

سکوهای تک پایه سکوهای کوچکی هستند که برای اهداف مختلف در شرایط آب کم عمق و متوسط دریا ساخته می‌شوند. همانگونه که در شکل (۱) نشان داده شده است، سکوی تک پایه یک سازه تک ستونه استوانه‌ای با سختی کم می‌باشد. سازه می‌تواند دارای قطر ثابت باشد، اما اکثر این سکوها دارای شکل مخروطی هستند، بطوریکه در بستر دریا دارای سطح مقطع بزرگ و در تراز سطح آب دارای سطح مقطع کوچک می‌باشند. این سکوها از قطعات نورد شده با ضخامت دیواره معمولاً بین ۸۰-۱۰۰ میلیمتر ساخته می‌شوند. برای حصول ظرفیت باربری محوری و جانبی کافی در فونداسیون سکو، نفوذ پایه در بستر دریا باید قابل ملاحظه باشد. این نوع سکو، برای عملیات واقع در مناطق کم عمق، تعداد چاههای محدود و وزن کم عرشه مناسب است.

سازه سکوی تک پایه نسبت به ازدیاد بار حساس است زیرا که پریود طبیعی آن معمولاً در حدود ۳ ثانیه است که مرز شروع حساسیت سازه نسبت به بارهای دینامیکی است^۱. در نتیجه بررسی تحلیل دینامیکی و روشهای مختلف بارگذاری موج در این سکوها ضروری می‌باشد [۱].

در تحقیق حاضر مدل‌های سازه‌ای در آب کم عمق که عمق مناسب برای سکوهای تک پایه می‌باشد در نظر گرفته شده‌اند. جهت بارگذاری امواج از یک طیف موج متناسب با شرایط خلیج فارس استفاده شده است. نیروهای ناشی از امواج از معادله موريسون محاسبه شده‌اند.

برای بررسی تاثیر نزدیکی پریودهای سازه و پریود موج اعمالی مدل‌های سازه‌ای با پریودهای طبیعی متفاوت در نظر گرفته شده‌اند. برای انجام تحلیل از نرم افزار ANSYS استفاده شده است.

سکوهای مدل شده به روشهای متعین^۱ استاتیکی، متعین دینامیکی، تصادفی تاریخچه زمانی، طیفی مستقیم و طیفی غیرمستقیم تحلیل شده و دقت نتایج روشهای فوق با توجه به فرضیات هر روش بیان گردیده است [۲].

روشهای مختلف تحلیل

روشهای تحلیل سکوهای دریایی تحت اثر امواج از نحوه مدل کردن امواج ناشی می‌شود. بطور کلی تحلیل سکوهای دریایی به دو روش متعین و تصادفی انجام می‌پذیرد. تحلیل تصادفی به دو صورت طیفی و تاریخچه زمانی صورت می‌پذیرد.

روش تحلیل متعین

در این روش با استفاده از داده‌های محیطی امواج، ارتفاع موج مشخصه تعیین می‌گردد. معمولاً فرض

¹ Deterministic

در روش طیفی مستقیم از روابط دینامیکی تحلیل تصادفی سیستمهای خطی چند درجه آزادی استفاده می شود. پاسخ دینامیکی یک سیستم چند درجه آزادی $Z(t)$ ، به بارگذاری $P(t)$ را می توان با استفاده از روش ترکیب مودها بدست آورد.

معادله غیردرگیر دینامیکی برای مود n م برابر است با:

$$y_n^{**}(t) + 2\omega_n \xi_n y_n^*(t) + \omega_n^2 y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (3)$$

که در این صورت پاسخ $Z(t)$ برابر خواهد بود با:

$$Z(t) = \sum_n B_n y_n(t) \quad (4)$$

که B_n شکل مود n م و y_n دامنه مود n م می باشد.

اگر $S_p(\bar{\omega})$ طیف نیروی اعمالی به سازه باشد، طیف پاسخ $S_z(\bar{\omega})$ از رابطه زیر بدست می آید:

$$S_z(\bar{\omega}) = \sum_m \sum_n S_{z_m z_n}(\bar{\omega}) \quad (5)$$

(6)

$$S_{Z_m Z_n}(\bar{\omega}) = B_m B_n H_m(i\bar{\omega}) H_n(-i\bar{\omega}) S_{P_m P_n}(\bar{\omega})$$

که $S_{P_m P_n}(\bar{\omega})$ و $S_{z_m z_n}(\bar{\omega})$ به ترتیب برابر تابع چگالی طیفی متقاطع فرآیندهای بارگذاری P_m و P_n و تابع چگالی طیفی متقاطع پاسخهای مودال Z_m و Z_n و

$$H_m(-i\bar{\omega}) = \frac{1}{K_m [1 - 2i\xi_m(\bar{\omega}/\omega_m) - (\bar{\omega}/\omega_m)^2]} \quad (7)$$

$$H_n(i\bar{\omega}) = \frac{1}{K_n [1 + 2i\xi_n(\bar{\omega}/\omega_n) - (\bar{\omega}/\omega_n)^2]} \quad (8)$$

می باشد [4].

در این روش باید تمام مراحل بار گذاری و تحلیل خطی باشند. بارگذاری ناشی از امواج با استفاده از معادله موریسون بدست می آید که شامل دو ترم اینرسی و دراگ می باشد. ترم اینرسی خطی است در صورتیکه ترم دراگ دارای عامل غیرخطی سرعت به توان دو می باشد. جهت خطی کردن بار گذاری دراگ از چند روش از جمله روش خطی سازی برگمن استفاده می شود [5 و 6]. پس از خطی سازی نیروی دراگ و با استفاده از معادله ۲ طیف نیروی وارد شده بصورت زیر محاسبه می شود:

می شود که این موج مشخصه از تمام جهات به سازه برخورد می کند. ارتفاع موج حدی طراحی H_{max} با استفاده از توزیع احتمالی مناسب برای ارتفاع موج بدست می آید. سپس سینماتیک ذرات آب ناشی از موج توسط یک تئوری موج منظم متناظر با عمق آب، ارتفاع و پیوند موج تعیین می شود و بار گذاری روی سازه توسط معادله موریسون محاسبه می گردد [3]. جهت انجام تحلیل متعین می توان از دو روش تحلیل شبه استاتیکی و تحلیل دینامیکی استفاده کرد. در تحلیل شبه استاتیکی موج در موقعیتهای مختلف از سکو عبور داده می شود و در هر موقعیت روی سازه تحلیل استاتیکی انجام می گردد، سپس حداکثر پاسخ مورد نظر بدست می آید. اثرات دینامیکی بار موج نیز با لحاظ کردن ضریب تشدید دینامیکی مطابق معادله زیر در پاسخ مورد نظر بدست می آید:

$$DAF = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \quad (1)$$

که در آن $\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega}$ نسبت فرکانس بارگذاری به فرکانس اول طبیعی سازه و ξ = نسبت میرایی در روش تحلیل دینامیکی متعین اثرات جرم و میرایی سازه در تحلیل در نظر گرفته می شود.

تحلیل تصادفی طیفی

اساس این روش برای سیستمهایی است که یک رابطه خطی بین ورودی و خروجی وجود دارد که این رابطه توسط تابع انتقال برقرار می شود. تابع انتقال $H(\omega)$ در یک فرکانس خاص ω با اندازه گیری پاسخ پایدار یک بار واحد بدست می آید. در این صورت طیف خروجی برابر حاصلضرب طیف ورودی و مربع تابع انتقال می شود:

$$S_z(\omega) = H^2(\omega) \times S_p(\omega) \quad (2)$$

که $S_p(\omega)$ طیف عامل تحریک کننده (در این مورد طیف موج) و $S_z(\omega)$ طیف خروجی یا طیف پاسخ می باشد.

روش طیفی را می توان به دو طریق طیفی مستقیم و طیفی غیر مستقیم انجام داد.

موج، فرکانسهای طبیعی سازه و فرکانسهایی که در آنها تاج موج روی دو ردیف از پایه ها و یا پایه ها و لوله های هادی می باشد (wave cancellation)، که در این محدوده ها تابع انتقال دارای حداکثرها و حداقلهایی می باشد، باید کوچکتر انتخاب شوند.

پس از محاسبه تابع انتقال، طیف پاسخ با استفاده از معادله (۲) محاسبه می شود.

پس از بدست آوردن طیف پاسخ با استفاده از مفاهیم آماری که با فرض نرمال بودن تاریخچه زمانی پارامتر مورد نظر بدست می آیند، می توان متوسط مقادیر حدی، محتمل ترین مقدار حدی و واریانس پاسخ را محاسبه کرد. متوسط مقدار حدی پاسخ با استفاده از معادله زیر بدست می آید [۷]:

(۱۱)

$$\bar{a}_{\max V} = \sqrt{m_0} \left[(2 \ln N)^{1/2} + \frac{0.5772}{(2 \ln N)^{1/2}} + \frac{\pi^2 / 6 + 0.5772^2}{2(2 \ln N)^{3/2}} \right]$$

m_0 : سطح زیر منحنی طیف پاسخ

$$N = \frac{T}{T_z} : \text{تعداد سیکل پارامتر پاسخ مورد نظر } (T)$$

$$T_z = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \quad \text{و} \quad \text{مدت زمان کل طوفان و}$$

$$(m_2 = \int_0^\infty f^2 S_z(f) df)$$

تحلیل تصادفی تاریخچه زمانی

اساس این روش استفاده از تاریخچه های زمانی واقعی تر موج و در نتیجه بار گذاری واقعی تر می باشد. در این روش یک نماینده از موج بصورت نامنظم و تصادفی تعیین می شود که شامل توزیع صحیحتری از انرژی نظیر مولفه های مختلف موج، نسبت به حالت های منظم می باشد. مفهوم اساسی این فرآیند مدلسازی این است که یک پروفیل موج نا منظم را می توان بصورت جمع تعداد زیادی مولفه های منظم موج که هر کدام دارای فرکانس، دامنه و زاویه فاز متفاوتی هستند، در نظر گرفت. بنابراین برای انجام یک تحلیل تاریخچه زمانی ابتدا باید با استفاده از اطلاعات محیطی،

$$S_F(\omega) = [H(\omega)]^2 S_\eta(\omega) \quad (۹)$$

(۱۰)

$$[H(\omega)]^2 = \left[\frac{\rho C_m A \omega^2}{\sinh kd} \int_{S_1}^{S_2} \cosh k s ds \right]^2 + \left[\sqrt{\frac{8}{\pi}} \frac{0.5 \rho C_d D \omega}{\sinh kd} \int_{S_1}^{S_2} \sigma_u(s) \cosh k s ds \right]^2$$

$$S_\eta(\omega) : \text{طیف موج} \quad C_m : \text{ضریب اینرسی}$$

$$S_F(\omega) : \text{طیف نیرو} \quad C_d : \text{ضریب دراگ}$$

$$H(\omega) : \text{تابع انتقال} \quad d : \text{عمق آب}$$

$$k = \frac{2\pi}{L} : \text{عدد موج}$$

عوامل غیرخطی دیگر عبارتند از تغییرات ارتفاع سطح آب و رفتار غیرخطی خاک. معمولاً عامل غیرخطی تغییرات سطح آب را به صورت سطح متوسط آب ثابت فرض می کنند. جهت خطی سازی رفتار خاک با استفاده از روشهای خطی سازی شمع، از فنر خطی معادل شمع استفاده می شود.

پس از اعمال طیف نیرو به سازه، از رابطه (۵) طیف پاسخ سازه بدست می آید.

به علت خطاهای موجود در خطی سازی عوامل غیرخطی در روش قبل می توان از روش دیگری بنام روش طیفی غیرمستقیم استفاده کرد. در این روش تابع انتقال پس از انجام تحلیل سازه برای فرکانسهای مختلف موجود در طیف موج و برابر نسبت دامنه پاسخ به دامنه موج بدست می آید. بدین صورت که برای هر فرکانس موجود در محدوده طیف موج با فرض تیزی موج ثابت، ارتفاع موج متناظر با آن فرکانس محاسبه می گردد. سپس با داشتن فرکانس و ارتفاع موج متناظر، سازه تحت اعمال آن موج و به روش متعین تحلیل می گردد و پس از استخراج پاسخ پایدار مورد نظر از قبیل تغییر مکان، برش پایه، لنگر واژگونی و یا نیروی یک عضو، مقدار تابع انتقال در آن فرکانس با تقسیم مقدار پاسخ به ارتفاع موج بدست می آید. محدوده فرکانسها و یا پریودهایی که برای تحلیل انتخاب می شوند، باید محدوده طیف موج و فرکانسهای طبیعی سازه را که ممکن است تحریک شوند بپوشاند. فواصل فرکانسهای انتخابی در نزدیکی حداکثر طیف

زاویه فاز برای هر مؤلفه فرکانسی بصورت تصادفی انتخاب می شود و با داشتن دامنه و زاویه فاز هر مؤلفه، می توان پروفیل سطح آب را با استفاده از معادله زیر بدست آورد.

(۱۴)

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^I S_{\eta}(f_i) \delta f_i \cos \left[2\pi \left(\frac{x}{L_i} - \frac{t}{T_i} \right) + \phi_i \right]$$

که f_i : فرکانس i ام، L_i : طول موج فرکانس i ام
 $S_{\eta}(f_i) \delta f_i$: دامنه فرکانس i ام و $T_i = \frac{1}{f_i}$: پریود
 فرکانس i ام می باشند.

در زمان t سینماتیک ذرات برای هر مؤلفه موج و با استفاده از یک تئوری موج منظم قابل محاسبه است. پس از محاسبه سینماتیک ذرات آب برای هر مؤلفه فرکانسی موج، از جمع آنها می توان سینماتیک کل موج تصادفی را بدست آورد. سپس با استفاده از معادله موريسون و با مشخص بودن سینماتیک ذرات آب، می توان بار گذاری روی سازه را بدست آورد.

جهت محاسبه پاسخ حداکثر باید قسمتهایی از طوفان را که انتظار می رود دارای پاسخ حداکثر باشند برای تحلیل انتخاب کرد. سپس موج را از سازه عبور داد و با محاسبه تاریخچه زمانی سینماتیک ذرات، بارگذاری و سپس با تحلیل دینامیکی سازه، تاریخچه زمانی پاسخ دینامیکی سازه همانند تغییر مکان عرشه سکو، برش پایه، لنگر واژگونی و دیگر پاسخهای مورد نظر را بدست آورد. از آنجایی که پاسخ سازه به انتخاب موج تصادفی بستگی دارد، تحلیل فوق باید برای چند موج تصادفی مختلف انجام گیرد و مقادیر متوسط پاسخها را مورد استفاده قرار داد. جهت بدست آوردن موجهای مختلف تصادفی، از آنجایی که اختلاف فاز ϕ_i بصورت تصادفی انتخاب می شود، می توان با انتخاب مقادیر مختلف ϕ_i موجهای متفاوتی بدست آورد.

توصیف سازه و شرایط محیطی

نمونه ای از سکوی تک پایه مدل شده در برنامه ANSYS در شکل (۴) نمایش داده شده است.

طیف ارتفاع سطح آب را در منطقه مورد نظر بدست آورد. این طیف نشان دهنده چگالی مربع دامنه فرکانسهای مختلفی که پروفیل سطح آب را تشکیل می دهند، می باشد.

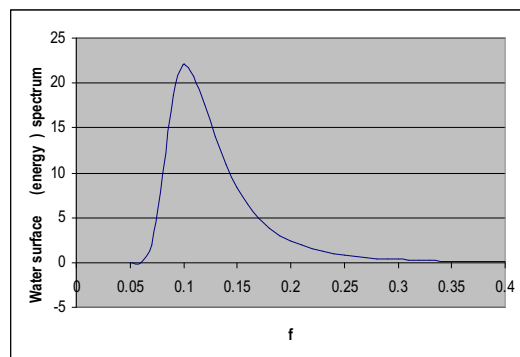
برای بدست آوردن دامنه مؤلفه های هر فرکانس، ابتدا باید طیف ارتفاع سطح آب را به طیف دامنه تبدیل کرد. این تبدیل با استفاده از معادله زیر انجام می شود:

$$S_{\eta\eta}(f) = \frac{1}{2} [S_{\eta}(f)]^2 \times \delta f \quad (12)$$

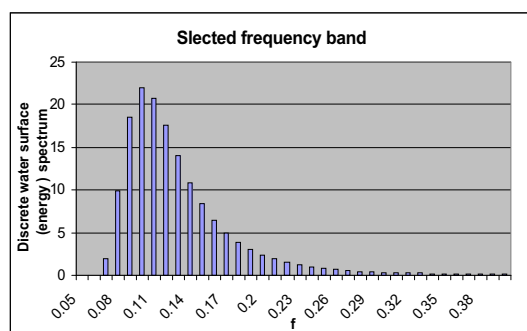
$$S_{\eta}(f) \delta f = \sqrt{2 S_{\eta\eta}(f) \delta f} \quad (13)$$

که در این صورت مقادیر $S_{\eta}(f_i) \delta f_i$ ، دامنه متناظر با f_i می باشد.

برای تبدیل طیف انرژی به مؤلفه های فرکانسی، ابتدا باید طیف پیوسته انرژی موج طرح را به یک طیف مجزا با بازه های δf (شکل ۳) تبدیل کرد. به همین منظور باید طیف پیوسته انرژی (شکل ۲) را به تعداد مشخص فرکانس (حدود ۶۰ عدد) که هر کدام دارای فرکانس متوسط f_i در محدوده δf_i باشند، تقسیم کرد، شکل (۳).



شکل ۲- طیف انرژی پیوسته



شکل ۳- طیف انرژی مجزا شده

گرفته شده است. برای انجام تحلیل متعین با توجه به تبعیت دامنه امواج از توزیع رایلی، موج هارمونیک با ارتفاع $H_{max}=1.86H_s=9.30m$ استفاده می شود. همچنین پریود متناظر با این موج پس از مطابقت با داده های امواج موجود در خلیج فارس برابر 9.7 ثانیه در نظر گرفته شده است. جهت انجام تحلیل طیفی احتیاج به طیف انرژی می باشد. در این تحقیق از طیف Pierson-Moskowitz استفاده شده است. در تحلیل تصادفی به روش تاریخچه زمانی نیاز به موج تصادفی است. با توجه به تصادفی بودن انتخاب پروفیل موج تصادفی جهت دقت بیشتر در این روش از هفت پروفیل موج تصادفی که از معادله (۱۴) محاسبه می شود، جهت تحلیل استفاده شده است و سپس پاسخ مورد نظر با متوسط گیری از تحلیل های انجام شده بر روی این موجهای تصادفی استخراج شده است.

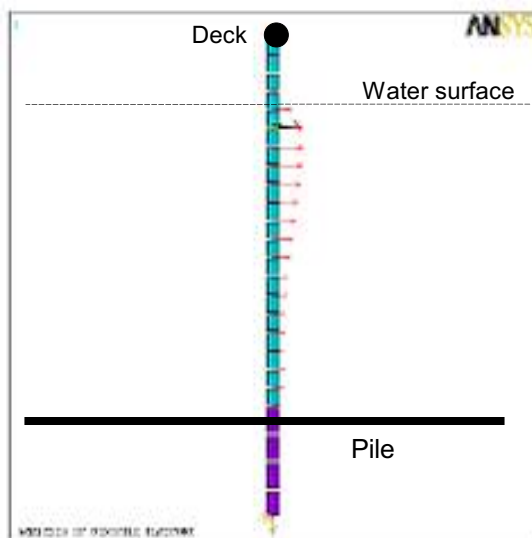
نرم افزارهای استفاده شده

در این تحقیق جهت تحلیل سازه ها از نرم افزار ANSYS که یک نرم افزار المان محدود است، استفاده گردیده است. در این نرم افزار المانهای مختلفی وجود دارد که جهت مدلسازی شمع از المان PIPE 16 و برای مدلسازی المان های داخل و بالای سطح آب از المان مستغرق PIPE59 و جهت مدل کردن عرشه از المان جرم متمرکز MASS21 استفاده شده است. این نرم افزار توانایی انجام تحلیلهای استاتیکی، دینامیکی، مودال و طیفی را دارا می باشد. با توجه به اینکه می توان در این نرم افزار از بارگذاری موج به تعداد ۱۰ عدد بصورت همزمان استفاده کرد، بنابراین جهت انجام تحلیل متعین (استاتیکی و دینامیکی) می توان مستقیماً از این نرم افزار استفاده کرد. جهت انجام تحلیل طیفی مستقیم نیز باید پس از خطی سازی بارگذاری که مطابق معادله (۹) و (۱۰) انجام می پذیرد، طیف نیروهای وارده را به سکو اعمال کرد (حداکثر تا ۱۰ طیف نیرو) که نرم افزار با استفاده از معادله (۵)، طیف پاسخ را محاسبه می کند [۸].

جهت انجام تحلیل طیفی غیرمستقیم باید از توانایی نرم افزار در ایجاد یک ماکرو که قابلیت

مدلهای مورد مطالعه در عمق ۳۰ متری در نظر گرفته شده اند. قطر تمام سکوها $D=2.00m$ و ضخامت آنها $t=7.5cm$ در نظر گرفته شده است. جهت مدلسازی شمع از روش معادل سازی شمع به طول $6D$ با انتهای گیردار استفاده شده است.

جهت مطالعه حساسیت دینامیکی سازه تحت اثر امواج، با تغییر جرم عرشه مدلهای سازه ای مختلفی در نظر گرفته شده، بطوریکه پریود طبیعی مود اول سازه در محدوده مناسبی جهت بررسی اثرات نزدیکی پریود طبیعی سازه و پریود موج اعمالی به یکدیگر، قرارگیرد. در جدول (۱) مشخصات سکوهایی مورد مطالعه نشان داده شده است.



شکل ۴- مدلسازی یک سکوی تک پایه در نرم افزار ANSYS

جدول ۱- مشخصات سکوهایی مورد مطالعه

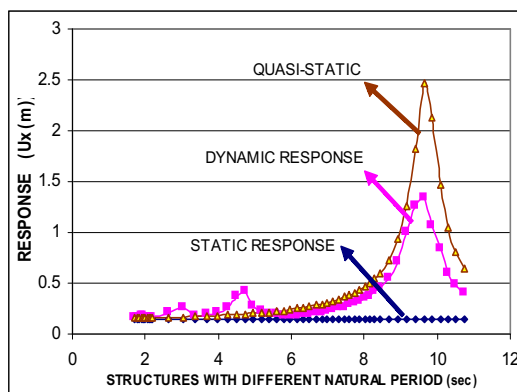
نام مدل سازه ای	مقدار بار عرشه (ton)	پریود طبیعی مود اول سازه (Sec)
Md2-T6	30	2.00
Md2-T12	150	2.04
Md2-T13	200	3.38
Md2-T18	450	4.74
Md2-T22	650	5.59

جهت بارگذاری از یک حالت دریا با مشخصات ارتفاع موثر موج $H_s=5m$ و پریود متوسط $T_z=7s$ در نظر

نتایج تحلیلها

تحلیل متعین

نتایج پاسخ سکوها‌های جدول (۱) به روش متعین که در اینجا پاسخ و تغییر مکان عرشه می باشد، در شکل ۵ نسبت به پریود طبیعی سازه ها رسم شده است.



شکل ۵- مقایسه تغییر مکان عرشه در سازه های با پریودهای مختلف به روش متعین شبه-استاتیکی و دینامیکی

از شکل فوق نتایج زیر قابل مشاهده می باشد:

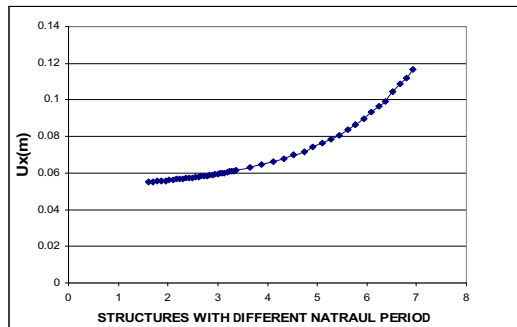
از آنجایی که پاسخ استاتیکی سازه از رابطه $x = \frac{F}{k}$ بدست می آید و مقادیر F, K که نشان دهنده سختی سازه و بارگذاری وارد به سیستم می باشند، در سکوها‌های مورد مطالعه ثابت است، در نتیجه پاسخ استاتیکی در تمام سازه های موجود برابر می باشد. اما در روش دینامیکی متعین با توجه به اینکه پاسخ به جرم و میرایی سازه بستگی دارد و در سکوها‌های مورد مطالعه این پارامترها متغیر است، پاسخ در سکو های مختلف متفاوت است.

با توجه به شکل (۵) مشاهده می شود که با نزدیک شدن پریود طبیعی سازه به پریود موج اعمالی ($T=9.7s$) تشدید بصورت یکنواخت و صعودی صورت نمی گیرد و بجز حد اکثر نسبی پاسخ سازه در پریود متناظر با پریود موج برخوردی، در نمودار پاسخ دینامیکی دو حداکثر نسبی دیگر (حدود $\frac{1}{2}$ و $\frac{1}{3}$ پریود موج اعمالی) روی می دهد. علت این حداکثرهای نسبی وجود غیرخطی های موجود در بارگذاری یعنی

برنامه نویسی (APDL) را دارا می باشد استفاده کرد. بدین صورت که مطابق توضیحات روش طیفی غیرمستقیم، باید برای هر فرکانس موجود در محدوده طیف ابتدا با توجه به تیزی موج، ارتفاع موج را محاسبه کرد و سپس سکو را تحت اثر اعمال این موج تحلیل نمود و در انتها تابع انتقال را بصورت نسبت حداکثر پاسخ به ارتفاع موج محاسبه کرد. پس از انجام این عملیات برای هر فرکانس، طیف پاسخ از رابطه (۲) بدست می آید.

جهت انجام تحلیل تصادفی تاریخچه زمانی مطابق توضیحات قسمت مربوطه ابتدا باید طیف انرژی را تبدیل به مولفه های فرکانسی کرد. بدین منظور در تحقیق حاضر یک نرم افزار به زبان برنامه نویسی FORTRAN تهیه شده است که این برنامه با داشتن ورودی های ارتفاع موج موثر H_s ، پریود متوسط T_z و تعداد مولفه های هارمونیک مورد نیاز N ، ارتفاع و پریود هر مولفه فرکانسی (دراین تحقیق ۶۰ عدد) را محاسبه می کند. سپس با ترکیب این فرکانسها با اختلاف فازهای ϕ_i ، تاریخچه زمانی یک موج تصادفی را دست می آورد. دراین مرحله ارتفاع امواج این موج تصادفی محاسبه می شود. جهت انجام تحلیل به روش تصادفی تاریخچه زمانی از موج تصادفی تولید شده ۲۰ قسمت که دارای بلندترین امواج می باشند انتخاب می شود. با توجه به اینکه نرم افزار ANSYS توانایی مدلسازی بارگذاری بیشتر از ۱۰ موج هارمونیک بصورت همزمان را دارا نمی باشد، برنامه دیگری برای بارگذاری تعداد N موج بصورت همزمان تهیه شده که این برنامه نیز به زبان APDL نرم افزار ANSYS تهیه و بصورت متنی به ماکرو نرم افزار اضافه شده است. این برنامه در هر گام زمانی t بارگذاری تک تک موجها را محاسبه و سپس بارگذاری کل را بدست می آورد، سپس سازه توسط نرم افزار و بروش دینامیکی بتای-نیومارک تحلیل شده، در گام زمانی $t + \Delta t$ برنامه نوشته شده با توجه به تغییر مکان سازه در مرحله قبل، بارگذاری را در این گام محاسبه می کند و به همین شکل سازه در فاصله زمانی مورد نظر با گامهای Δt تحلیل می شود [۲].

پاسخ شبه استاتیکی با لحاظ کردن ضریب تشدید دینامیکی DAF که از معادله (۱) بدست می آید، در پاسخ استاتیکی سازه محاسبه می شود که مقادیر آن در شکل (۵) آمده است.



شکل ۷- تغییر مکان عرشه در سازه های با پریودهای مختلف با استفاده از روش دینامیکی متعین در حالت بارگذاری اینرسی در صورتیکه تمام المانهای سازه زیر سطح آب باشند.

مقایسه نتایج پاسخ شبه استاتیکی و دینامیکی بروش متعین

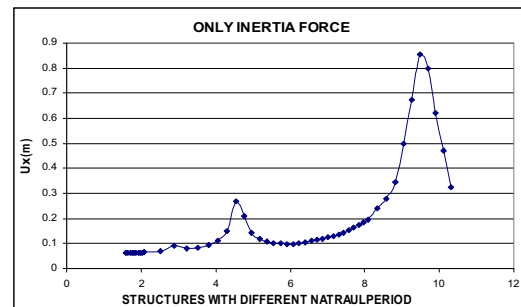
همانطوری که در شکل دیده می شود به علت غیرخطی های موجود، رابطه مشخصی بین پاسخهای متعین دینامیکی و شبه-استاتیکی مشاهده نمی گردد. بطور کلی پاسخ این دو روش در سازه های با پریود طبیعی خیلی دور از پریود موج اعمالی نزدیک بهم و در سازه های با پریود طبیعی نزدیک به پریود موج اعمالی و در سازه هایی با پریودهای حدود $\frac{1}{3}$ و $\frac{1}{2}$ پریود موج اعمالی دور از یکدیگر می باشد.

دقت روشهای مختلف تحلیل

استفاده از روش تصادفی تاریخچه زمانی در تمام حالات پاسخهای دقیق تری ارائه می کند. این امر به علت مدل کردن صحیح تر و تصادفی تر پروفیل موج و همچنین در نظر گرفتن صحیح تمام عوامل غیرخطی نظیر نیروی دراگ، تغییرات سطح آب و رفتار غیرخطی خاک می باشد. اما استفاده از این روش نیاز به صرف هزینه و زمان قابل ملاحظه ای دارد، لذا در عمل بیشتر

غیرخطی بار گذاری دراگ و غیرخطی تغییرات سطح آب می باشد.

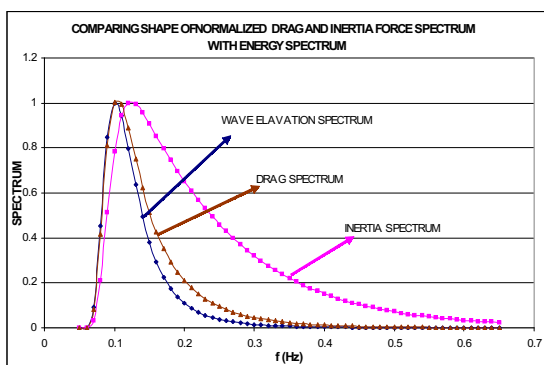
برای بررسی این موضوع عوامل غیرخطی فوق به ترتیب در سازه های مورد نظر حذف شده اند. شکل (۶) پاسخ دینامیکی سازه را در حالت نیروی اینرسی خالص نشان می دهد. با بررسی این شکل مشاهده می گردد که حداکثر نسبی متناظر با $\frac{1}{3}$ پریود موج اعمالی از بین می رود.



شکل ۶- تغییر مکان عرشه در سازه های با پریودهای مختلف با استفاده از روش دینامیکی متعین در حالت بارگذاری اینرسی

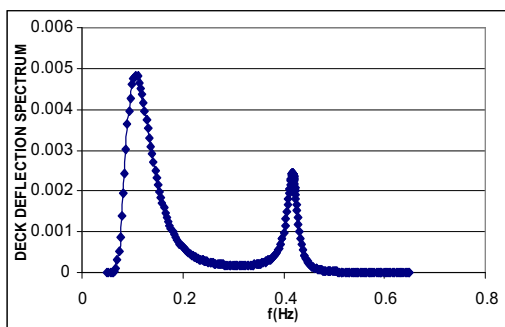
علت وجود این حداکثر نسبی ناشی از نیروی غیرخطی دراگ بدلیل وجود ترم $V|V|$ می باشد. این ترم متناسب با جمله $\cos 2\pi f t |\cos 2\pi f t|$ است که بسط فوریه آن دارای یک مولفه هارمونیک در فرکانس $3f$ و یا پریود $\frac{T}{3}$ می باشد. در نتیجه بارگذاری دراگ دارای پریود $\frac{T}{3}$ می باشد که این موضوع باعث تشدید سازه هایی با پریود طبیعی نزدیک به این پریود می شود. اما هنوز حد اکثر نسبی دوم در شکل ۶ دیده می شود. جهت مشخص شدن علت این امر عامل دیگر غیرخطی موجود در بارگذاری یعنی نوسانات سطح آب مورد بررسی قرار گرفت. بدین صورت که در این قسمت سازه ها طوری در نظر گرفته شده اند که در تمام موقعیتهای موج تمام المانهای سازه زیر سطح آب قرار گیرند. نتایج تحلیل سازه های فوق در شکل (۷) نشان داده شده است.

می شود که طیف نیروی دراگ تقریباً مشابه طیف موج است در صورتیکه طیف نیروی اینرسی گستره بیشتری از فرکانسها را پوشش می دهد. در حالت کلی این طور به نظر می رسد که با دور شدن پریود طبیعی سازه نسبت به پریود نظیر حداکثر طیف موج اثرات تشدید کمتر می گردد که این امر به علت مقادیر کم طیف موج در پریودهای دور از پریود غالب موج می باشد. اما این مسئله در سکوها‌های با نیروی اینرسی غالب صحیح نمی باشد، زیرا که طیف نیروی اینرسی در پریودهای دورتر از پریود نظیر حداکثر طیف موج نیز دارای مقادیر قابل توجهی است و اثرات تشدید در این پریودها نیز می تواند قابل ملاحظه باشد.



شکل ۹- مقایسه شکل طیفهای دراگ و اینرسی و ارتفاع سطح آب

طیف پاسخ نمونه که از رابطه (۵) و بروش تحلیل طیفی مستقیم بدست آمده است در شکل (۱۰) مشاهده می شود. در طیف پاسخ مذکور دو نقطه حداکثر وجود دارد که این حداکثرها متناظر با فرکانس نظیر حداکثر طیف بار گذاری و فرکانس طبیعی سازه می باشد.

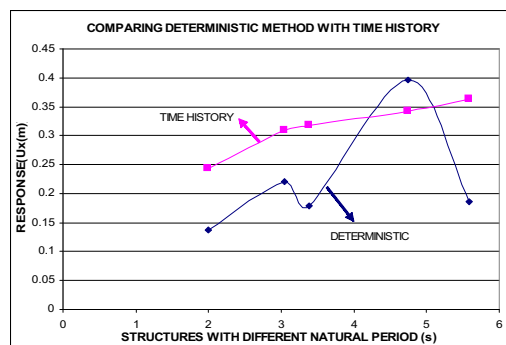


شکل ۱۰- طیف پاسخ نمونه به روش طیفی مستقیم

از روشهای دیگر تحلیل نظیر روشهای طیفی و متعین استفاده می شود. در این قسمت به بیان دقت روشهای مذکور و محدودیتهای آنها پرداخته می شود.

دقت روش دینامیکی متعین

در شکل (۸) پاسخ سکوها‌ی مورد نظر پس از تحلیل به دو روش دینامیکی متعین و دینامیکی تصادفی تاریخچه زمانی آمده است. با بررسی شکل ذیل مشاهده می گردد که بطور کلی اختلاف پاسخهای دو روش در سازه های با پریودهای مختلف دارای روند مشخصی نیست. با نزدیک شدن پریود طبیعی سازه به پریود موج اعمالی در روش تصادفی تاریخچه زمانی پاسخها بصورت مرتب افزایش می یابد. در صورتی که در روش متعین با افزایش پریود طبیعی سازه و نزدیک شدن به پریود موج برخوردی، پاسخ سازه دارای چند حداکثر نسبی می شود که این موارد ناشی از غیرخطی های موجود در بار گذاری است. بطورکلی با توجه به شکل (۸) مشاهده می گردد که استفاده از روش متعین به خصوص در سازه های با پریود طبیعی نزدیک به پریود طبیعی موج دارای خطا های قابل ملاحظه می باشد.

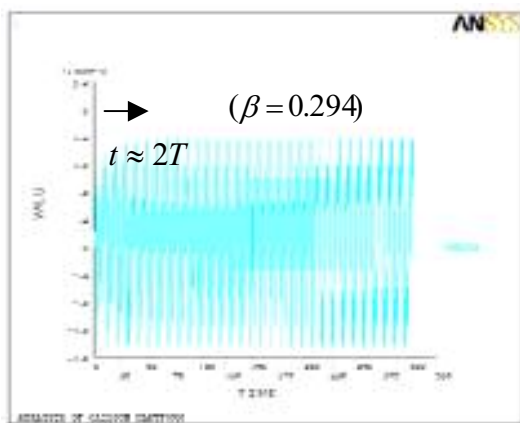


شکل ۸- مقایسه تغییر مکان عرشه در سازه های با پریودهای مختلف به روش متعین دینامیکی و تصادفی

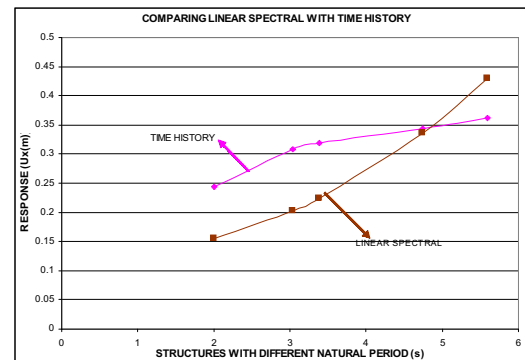
بررسی دقت روش طیفی مستقیم

جهت انجام تحلیل طیفی مستقیم نیاز به طیف نیرو می باشد. طیف نیرو متشکل از طیف نیروی دراگ و طیف نیروی اینرسی می باشد. طیف نیروی دراگ، اینرسی و طیف موج پس از همپایه شدن در شکل (۹) نشان داده شده است. از بررسی این شکل مشاهده

اعمالی می باشد، پس از گذشت تقریباً دو سیکل موج ($t \approx 2T$) پاسخ پایدار سازه بدست می آید، در صورتیکه در موارد β ای بزرگتر که دارای پریود نزدیک به پریود موج اعمالی است، مدت زمان بیشتری تقریباً ۱۵ برابر پریود موج ($t \approx 15T$) برای حصول پاسخ پایدار نیاز است. در حالت‌های واقعی دریا که در روش تصادفی تاریخچه زمانی مدل می شود مدت زمان تداوم هر پریود خاص کوتاه می باشد بطوریکه در پریودهای نزدیک به پریود طبیعی سازه زمان تداوم کافی برای حصول تشدید کامل وجود ندارد. به همین علت در پریودهای نزدیک به پریود طبیعی سازه پاسخهای روش طیفی مستقیم بیشتر از مقدار واقعی می باشد.



متوسط حداکثر پاسخهای روش طیفی مستقیم که با استفاده از مقادیر m_0, m_2 (لنگر های طیف پاسخ) و طبق رابطه (۱۱) محاسبه شده اند، در شکل (۱۱) رسم گردیده اند.



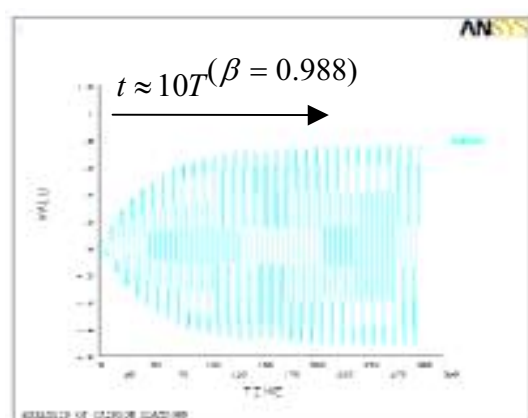
شکل ۱۱- مقایسه شکل طیفهای دراگ و اینرسی و ارتفاع سطح آب

با مشاهده این شکل می توان به این نتیجه رسید که در سازه های با پریودهای نسبتاً دور از پریود متناظر با حداکثر طیف ارتفاع سطح آب (حدوداً کمتر از نصف پریود حداکثر طیف موج) که پریود سازه های فراساحل بیشتر در این محدوده قرار دارند، روش طیفی مستقیم جوابهای کمتری نسبت به روش تاریخچه زمانی می دهد. علت این اختلاف و کم کردن پاسخ در روش طیفی مستقیم بیشتر به علت دو عامل زیر می باشد:

- خطی کردن نیروی دراگ که باعث کم برآورد کردن این نیرو می شود که این مطلب در قسمت بعد بررسی شده است.

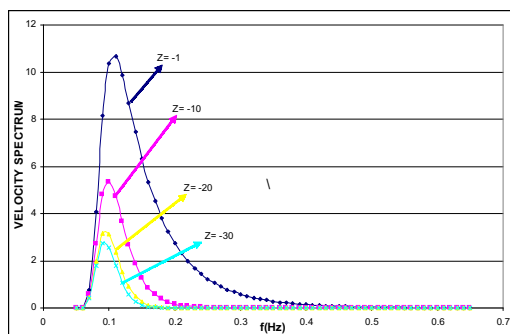
- ثابت فرض کردن تراز سطح آب و عدم در نظر گرفتن نوسانات سطح آب که در اینحالت از اثرات ضربه ای نیرو صرفنظر می شود.

با افزایش پریود سازه و نزدیکتر شدن به پریود نظیر حداکثر طیف ارتفاع سطح آب رشد پاسخها در روش طیفی مستقیم شدیدتر از روش تاریخچه زمانی می باشد. برای بررسی بیشتر این مطلب دو سازه با $\beta = 0.294$ و $\beta = 0.944$ تحت اثر موج هارمونیک تحلیل گردیده اند. از نتایج تحلیل که در شکل (۱۲) آمده است، مشخص می شود که در سازه با β ای کوچکتر که دارای پریود دور از پریود موج

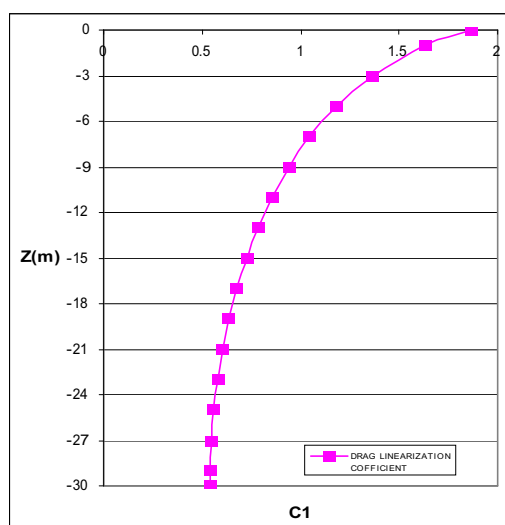


شکل ۱۲- مدت زمان مورد نیاز در تحلیل دینامیکی متعین به روش تاریخچه زمانی جهت رسیدن به پاسخ پایدار در سکوهایی تک پایه با $\beta = 0.294$ و $\beta = 0.988$

سرعت منطبق بر فرکانس متناظر با حداکثر طیف ارتفاع سطح آب نمی باشد که این مورد باعث کمی جابجایی در حداکثر طیف بارگذاری نیروی دراگ نسبت به طیف ارتفاع سطح آب می شود. با استفاده از مقادیر انحراف معیار، مقدار $C_1 = \sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_u$ محاسبه می شود.



شکل ۱۴ - طیف سرعت ذرات آب در ترازهای مختلف عمق



شکل ۱۵ - مقادیر ضریب خطی سازی سرعت (C_1) نسبت به عمق

مقادیر C_1 نسبت به عمق در شکل (۱۵) نشان داده شده است. همانطوری که مشاهده می گردد مقادیر C_1 با افزایش عمق کمتر می شود که علت آن کمتر بودن میزان سرعت در اعماق پایینتر می باشد. با توجه به اینکه تغییرات مقادیر C_1 نسبت به عمق زیاد است، نمی توان از یک مقدار متوسط جهت خطی سازی در تمام ترازها استفاده کرد و این مقدار باید در ترازهای

اثرات خطی کردن نیروی دراگ در طیف بارگذاری

جهت انجام تحلیل طیفی مستقیم همانطوری که در قسمت قبل ذکر گردید، نیروی غیرخطی دراگ را باید خطی کرد. در این قسمت به بررسی خطای ناشی از این خطی سازی پرداخته می شود. معادله خطی شده نیروی دراگ برابر است با:

$$f_D(t) = 0.5 \rho C_D D \sqrt{\frac{8}{\pi}} \sigma_u u(t) \quad (15)$$

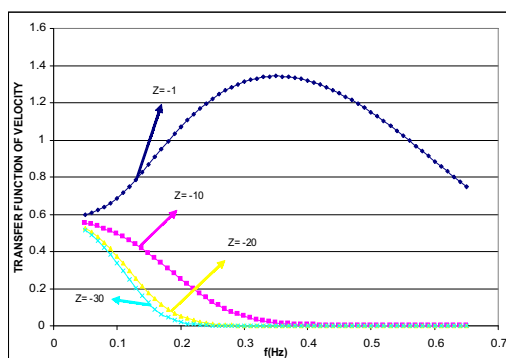
که σ_u : انحراف معیار سرعت می باشد.

جهت بررسی میزان تقریب در بارگذاری، در این قسمت یکی از سکوهاى تک پایه جدول (۱) مورد بررسی قرار می گیرد.

جهت حصول دقت کافی در بارگذاری، سازه به المانهای ۲ متری تقسیم می شود. برای خطی سازی نیروی دراگ نیاز به طیف سرعت می باشد. تابع انتقال طیف سرعت از رابطه

$$U(f) = \frac{gk}{\omega} \cdot \frac{\cosh(k(d+z))}{\cosh(kd)} \quad (16)$$

بدست می آید که این توابع انتقال برای عمقهای واقع در ترازهای -۱، -۱۰، -۲۰ و -۳۰ متر نسبت به تراز متوسط سطح آب در شکل (۱۳) رسم شده است. همچنین طیف سرعت در ترازهای مذکور در شکل (۱۴) آمده است.



شکل ۱۳ - تابع انتقال سرعت ذرات آب در ترازهای مختلف

همانگونه که در شکل (۱۳) مشاهده می شود، در نزدیکی سطح آب فرکانس متناظر با حداکثر تابع انتقال

بطور خلاصه در مورد اثرات خطی کردن نیروی دراگ در طیف بارگذاری می توان نتیجه گرفت که: فرکانس نظیر حداکثر طیف نیروی دراگ کاملاً منطبق بر حداکثر طیف ارتفاع سطح آب نمی باشد.

- جهت خطی کردن نیروی دراگ به علت تغییرات زیاد σ_{η} نسبت به عمق آب، نمی توان از یک انحراف معیار متوسط سرعت در تمامی ترازها استفاده کرد.

- بطور کلی خطی سازی نیروی دراگ باعث کاهش طیف نیروی دراگ می شود.

بررسی دقت روش تحلیل طیفی غیرمستقیم

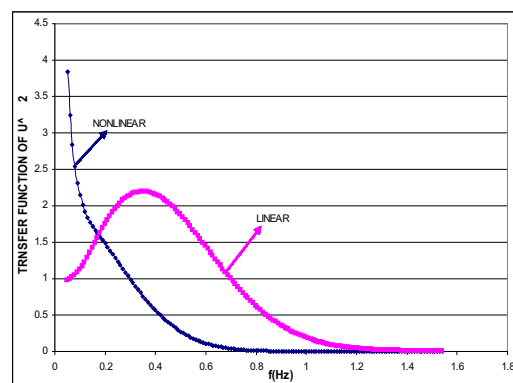
از آنجایی که جهت انجام این روش نیاز به انتخاب تیزی ثابت موج جهت بدست آوردن ارتفاع موج متناظر با هر فرکانس می باشد در این تحقیق از تیزیهای موج متفاوت برای بدست آوردن ارتفاع موج مورد نظر استفاده شده است.

مقادیر متوسط حداکثر پاسخ که توسط روش طیفی غیر مستقیم محاسبه شده است به همراه پاسخ روش تصادفی تاریخچه تصادفی در شکل ۱۸ نشان داده شده است. مشاهده می گردد که انتخاب شیب موجهای مختلف می تواند اثرات قابل ملاحظه ای در پاسخ سازه داشته باشد بطوری که پاسخهایی که با ارتفاع حداکثر موج نشکسته بدست آمده اند تقریباً سه برابر پاسخهایی است که با شیب موجهای پایین محاسبه شده است، بنابراین می توان نتیجه گرفت که در انتخاب شیب موج جهت محاسبه ارتفاع نظیر هر پرپود باید توجه کافی مبذول داشت.

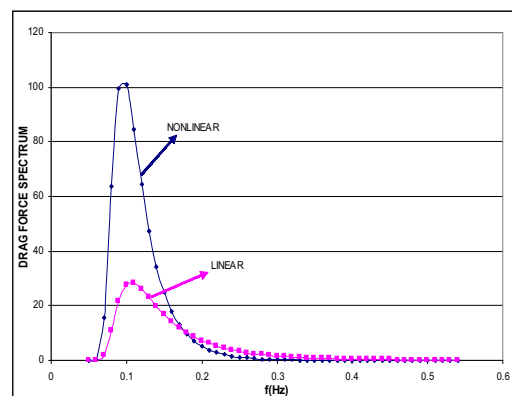
با مقایسه روش طیفی غیرمستقیم با روش تاریخچه زمانی در شکل ۱۸ مشخص می شود که در این روش نیز همانند روش طیفی مستقیم، پاسخ سازه هایی که دارای پرپودهای نزدیک به پرپود نظیر حد اکثر طیف ارتفاع سطح آب هستند، نسبت به روش تصادفی تاریخچه زمانی دارای رشد بیشتری می باشند. اما در پرپودهای نسبتاً دور، روش طیفی غیرمستقیم در شیب موجهای خاص مطابقت بیشتری نسبت به روش تاریخچه زمانی نشان می دهد. در سازه هایی با

مختلف (تا حد امکان با فواصل کم به خصوص در نزدیکی سطح آب) جهت خطی سازی بصورت جداگانه محاسبه و مورد استفاده قرار گیرد.

برای مشاهده دقت روش خطی سازی نیروی دراگ، طیف نیروی بارگذاری نیروی دراگ F_D/C_D در دو حالت، یکی با استفاده از معادله غیرخطی دراگ و دیگری با استفاده از معادله خطی شده دراگ محاسبه شده است. در حالت غیرخطی جهت بدست آوردن طیف بارگذاری از روش تحلیل طیفی غیرمستقیم استفاده شده است. در شکلهای (۱۶) و (۱۷) تابع انتقال و طیف بارگذاری F_D/C_D رسم شده است. همانطوری که در شکل مشاهده می شود در حالت کلی، طیف نیرو در حالت خطی شده مقادیر کمتری را نسبت به حالت غیرخطی نشان می دهد که این مورد یکی از عوامل کم برآورد شدن مقادیر پاسخ در روش طیفی مستقیم می باشد.

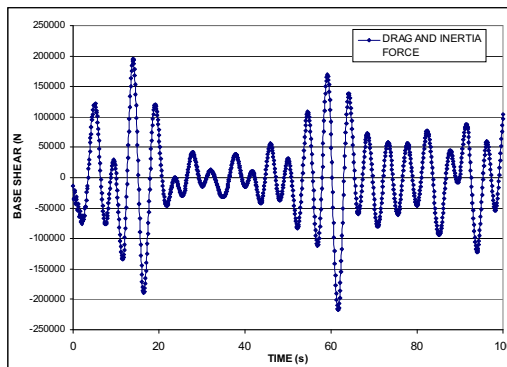


شکل ۱۶- تابع انتقال مربع سرعت و تابع انتقال سرعت خطی شده



شکل ۱۷- طیف نیروی دراگ به روش غیرخطی و خطی شده

غیرمستقیم عوامل غیرخطی درآگ و نوسانات سطح آب در تحلیل در نظر گرفته شده است، در نتیجه ممکن است تغییراتی در توزیع آماری مقادیر پاسخ ایجاد شود. جهت بررسی این موضوع یکی از سکوها‌های تک سکوی جدول (۱) به مدت رکورد ۱۰۰ ثانیه با استفاده از روش تصادفی تاریخچه زمانی تحلیل شده است. فواصل تحلیل ۰.۱ ثانیه انتخاب گردیده است. پس از تحلیل رکورد تاریخچه زمانی برش پایه ثبت گردیده است که در شکل (۱۹) رسم شده است. با مشاهده این شکل مشخص می گردد که فرض اول یعنی عرض باریک بودن تاریخچه زمانی پاسخها صادق می باشد.



شکل ۱۹- تاریخچه زمانی برش پایه در حالت بارگذاری کل (اینرسی و درآگ)

توزیع آماری تاریخچه زمانی پاسخ برش پایه فوق $p(BS)$ با استفاده از معادله زیر محاسبه می شود [۹]:

$$p(BS) = \lim_{\Delta BS \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta BS} \left[\frac{\sum t_i}{T} \right] \quad (17)$$

$$\Delta BS \rightarrow 0$$

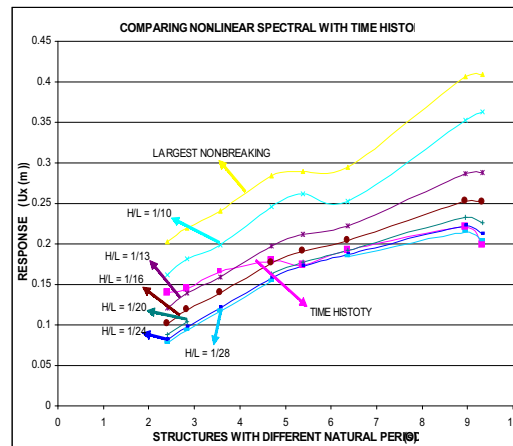
توزیع نرمال متناظر این تاریخچه زمانی نیز از رابطه ذیل محاسبه می گردد:

$$p(BS) = \frac{1}{\sigma_{BS} \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{BS^2}{2\sigma_{BS}^2} \right] \quad (18)$$

توزیع آماری تاریخچه زمانی پاسخ برش پایه و توزیع نرمال متناظر آن در حالت بارگذاری کل (اینرسی و درآگ) در شکل (۲۰) آمده است.

مشاهده می گردد که در این حالت و در مورد این سازه بخصوص مقادیر پاسخ تقریباً از توزیع نرمال پیروی می کنند.

پریودهای طبیعی کمتر از ۵ ثانیه (در حالت بارگذاری $H_s=5m, T_z=7s$) مشاهده می گردد که پاسخهایی که با شیب موجهای $H/L=1/13, 1/16$ بدست می آیند درصد خطای کمتری نسبت به شیب موجهای دیگر دارند. شیب موج متناظر با ارتفاع مؤثر طیف موج $H_s/L=1/15.26$ می باشد. بنابراین می توان نتیجه گرفت که در سازه های با پریود طبیعی نسبتاً دور از پریود نظیر حداکثر طیف ارتفاع سطح آب روش طیفی غیر مستقیم با شیب موج نظیر ارتفاع مؤثر طیف H_s ، پاسخهای نزدیکتری نسبت به روش تصادفی تاریخچه زمانی بدست می آید.



شکل ۱۸- مقایسه تغییر مکان عرشه در سازه به روش طیفی غیرمستقیم و تصادفی تاریخچه زمانی

اثرات عوامل غیر خطی در توزیع آماری پاسخ

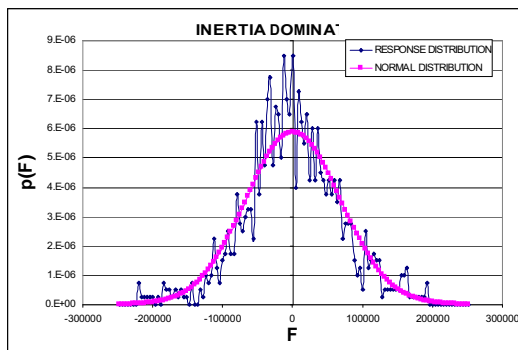
در تحلیل طیفی جهت استخراج پارامترهای مورد نظر از طیف پاسخ نظیر مقدار متوسط حداکثر پاسخها a_{max} (معادله ۱۱)، محتمل ترین حالت حدی و واریانس پاسخ از دو فرض زیر استفاده گردیده است:

- تاریخچه زمانی فرآیند پاسخ عرض باریک باشد، بطوریکه در طول هر پریود قطع تراز صفر، دارای تنها یک حداکثر نسبی باشد.

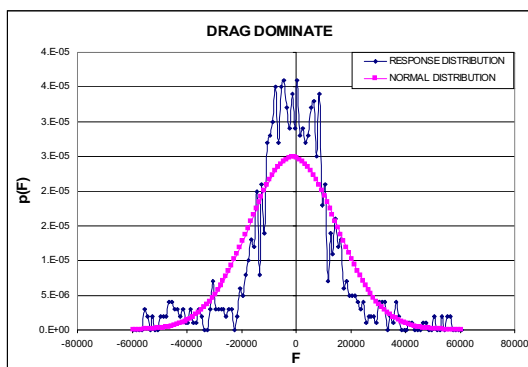
- مقادیر پاسخ از توزیع نرمال تبعیت کنند.

در مورد فرض دوم اگر فرآیند تحریک از توزیع نرمال تبعیت کند و تمام مراحل بارگذاری و تحلیل خطی باشند آنگاه توزیع نرمال در مورد مقادیر پاسخ نیز صادق خواهد بود. اما از آنجا که در تحلیل طیفی

با بررسی شکل‌های فوق مشاهده می‌گردد که فرض عرض باریک بودن تاریخچه زمانی پاسخ در حالت بارگذاری غیرخطی دراگ نیز برقرار است. توزیع آماری پاسخ برش پایه و توزیع نرمال متناظر آن در حالت‌های بارگذاری اینرسی و دراگ در شکل‌های (۲۳) و (۲۴) رسم گردیده است.



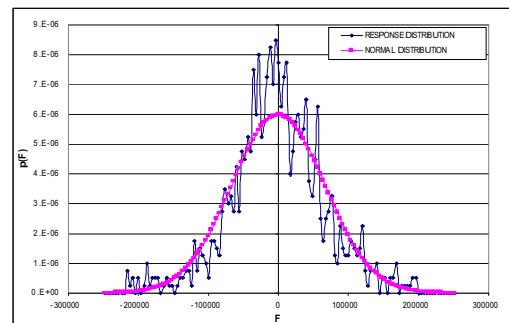
شکل ۲۳ - توزیع آماری برش پایه و توزیع نرمال متناظر آن در حالت بارگذاری اینرسی



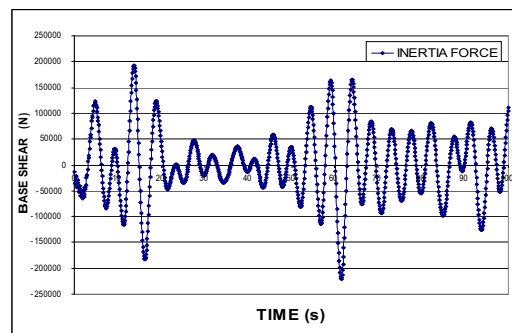
شکل ۲۴ - توزیع آماری برش پایه و توزیع نرمال متناظر آن در حالت بارگذاری دراگ

مشاهده می‌گردد که در حالت نیروی خطی اینرسی توزیع نرمال در مورد مقادیر پاسخ صادق است و می‌توان پاسخها را از روابطی که مبتنی بر توزیع نرمال و عرض باریک بودن فرآیند هستند بدست آورد. همچنین می‌توان نتیجه گرفت که تغییرات و نوسانات سطح آب تاثیر چندانی بر توزیع پاسخ ندارند. اما در حالتی که بارگذاری فقط شامل بارگذاری غیرخطی دراگ می‌باشد مطابق شکل (۲۴) مشاهده می‌گردد که توزیع نرمال در مورد پاسخها صادق نمی‌باشد. در شکل (۲۵) منحنی هموار شده ای بر توزیع غیرنرمال پاسخ برش پایه در حالت بارگذاری دراگ

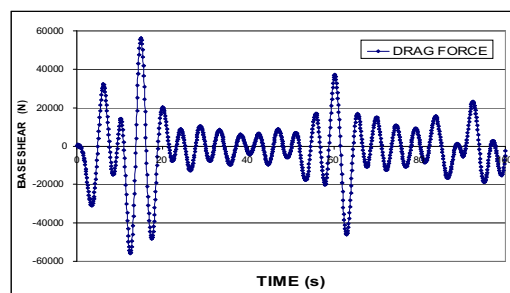
اما در سازه فوق با توجه به اینکه دارای قطر نسبتاً قابل توجه ای می‌باشد ($D=2\text{ m}$), سهم نیروی غیرخطی دراگ ناچیز است و بنابراین فرآیند بارگذاری تقریباً خطی می‌باشد. به همین علت سازه فوق با استفاده از فقط بارگذاری خطی اینرسی ($C_d=0$) و همچنین با استفاده از تنها بارگذاری غیرخطی دراگ ($C_m=0$) تحلیل شده است. پس از انجام تحلیل، تاریخچه زمانی برش پایه در هر دو حالت نیروی اینرسی و دراگ در شکل‌های ۲۱ و ۲۲ رسم شده است.



شکل ۲۰ - توزیع آماری برش پایه و توزیع نرمال متناظر آن در حالت بارگذاری کل

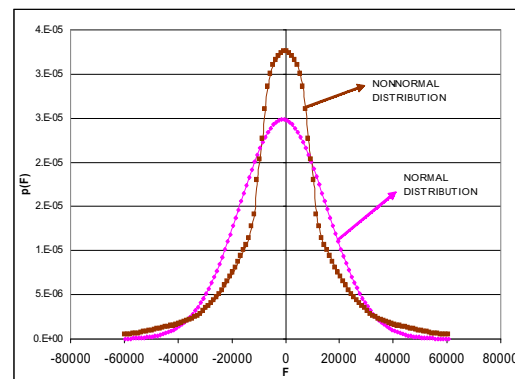


شکل ۲۱ - تاریخچه زمانی برش پایه در حالت بارگذاری اینرسی



شکل ۲۲ - تاریخچه زمانی برش پایه در حالت بارگذاری دراگ

رسم گردیده است که تفاوت این توزیع و توزیع نرمال را بطور واضحتری نشان می دهد.



شکل ۲۵- منحنی توزیع هموار شده پاسخ و توزیع نرمال متناظر برش پایه در حالت بارگذاری دراگ

بطور خلاصه از توضیحات این قسمت می توان به نتایج زیر رسید:

- نوسانات سطح آب در توزیع آماری پاسخ تاثیر چندانی ندارند.
- با توجه به اینکه تغییرات سطح آب، یک فرآیند عرض باریک است، فرآیند پاسخ با وجود عامل غیرخطی نیروی دراگ نیز عرض باریک است.
- در مواردی که نیروی دراگ در بارگذاری غالب باشد (و احتمالا در موارد استفاده از دیگر عوامل غیرخطی نظیر تئوریهای غیرخطی یا خواص غیرخطی خاک)، توزیع نرمال در مورد مقادیر پاسخ صادق نمی باشد و جهت محاسبه پاسخ نمی توان از روابطی که مبتنی بر فرض نرمال بودن فرآیند بدست می آیند، استفاده کرد.

جمع بندی

در این تحقیق روشهای مختلف تحلیل سکوهای تک پایه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج بدست آمده را می توان بشرح زیر خلاصه نمود:

- استفاده از روش شبه استاتیکی در پریودهای نزدیک به پریود موج محافظه کارانه است
- از روش متعین در پریودهای دور از پریود موج اعمالی می توان استفاده کرد.

- روش طیفی مستقیم در سازه های با پریودهای نسبتا دور از پریود متناظر حداکثر طیف انرژی موج و در شرایطی که نیروی اینرسی بار گذاری غالب و همچنین نسبت ارتفاع امواج به عمق کم باشد پاسخهای مناسبی می دهد.

- روش طیفی غیرمستقیم در حالتی که سازه های با پریودهای نسبتا دور از پریود متناظر حداکثر طیف موج و در شرایطی که نیروی غالب در بارگذاری نیروی اینرسی باشد و جهت بدست آوردن ارتفاع متناظر با هر فرکانس از شیب موج متناظر با ارتفاع مؤثر طیف موج H_s ، استفاده شود، دارای دقت قابل قبولی است.

- خطی کردن نیروی دراگ باعث کم برآورد کردن آن می گردد. بنابراین در صورتیکه نیروی دراگ در بارگذاری غالب باشد، استفاده از نیروی دراگ خطی شده می تواند باعث تولید خطای قابل ملاحظه ای در بارگذاری و در نتیجه پاسخ سازه گردد.

در صورتیکه در فرآیند بارگذاری و تحلیل، عوامل غیرخطی موجود باشد، در این حالت توزیع نرمال در مورد مقادیر تاریخچه زمانی پاسخ صادق نمی باشد. در تحلیلهای انجام شده با استفاده از روش تصادفی تاریخچه زمانی دو عامل غیرخطی نیروی دراگ و نوسانات سطح آب در نظر گرفته شد. از نتایج تحلیلهای مشاهده گردید که عامل غیرخطی نوسانات سطح آب در توزیع آماری پاسخ تاثیر چندانی ندارد. اما در صورتیکه در سازه نیروی دراگ غالب باشد، توزیع آماری پاسخ از توزیع نرمال تبعیت نمی کند و جهت استخراج پاسخهای آماری از طیف پاسخ، نمی توان از روابطی که مبتنی بر تبعیت تاریخچه زمانی پاسخ از توزیع نرمال می باشند، استفاده کرد.

مراجع

1-Riksen , M. O. M. (1995), The Shore Structure, MSc. Thesis, Department of Offshore Engineering, Delft University of Technology.

- 6-Sorensen, R.M. (1997), Basic Coastal Engineering, International Thompson Publishing.
- 7-Barltrop, N.D.P. and Adams, A.J. (1991), Dynamics of Fixed Marine Structures, Third edition, Butterworth-Heinemann Ltd.
- 8-ANSYS Software Manual, Ver 5.4.
- 9-Chakrabarti, S.K. (1990), Nonlinear Methods in Offshore Engineering, Elsevier Science Publishing Company Inc.
- 2- Sadreddini, M. O. M. (2003), Dynamic Analysis of Monopole Platform in Persian Gulf Conditions, M.S Thesis, Tarbiat Modares Universit
- 3- API RP 2A, (2000), Twenty first edition, Recommended practice for planning, designing and constructing of fixed offshore platforms, American Petroleum Institute.
- 4- Clough, R , Penzin, J., (1993), Dynamic of Structures, Second edition, McGraw-Hill, Inc.
- 5-Chakrabarti, S.K, (1987), Hydrodynamics of Offshore Structures, Computational Mechanics Publications.