یادداشت فنی

بررسی رفتار دینامیکی سکوهای ثابت فلزی دریایی در حالت نصب عرشه با روش شناور سازی با استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی

بهروز عسگریان[1*] ، علیرضا فیوض[2]، علی شاکری تالارپشتی[3] ، حامد رحمن شکرگزار[4]

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
۲- استادیار، دانشکده مهندسی دانشگاه خلیج فارس بوشهر
۳- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی
۴- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

چکیده

یکی از جدیدترین روشهای تحلیل دینامیکی غیرخطی روش تحلیل دینامیکی افزایشی است که در آن با مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین، می‌توان کل محدوده رفتاری سازه از حد الاستیک تا حد نهایی را پوشش داد. این روش رفتار سازه را بخوبی نمایان می‌کند و کارایی بسیاری دارد که از جمله مهمترین آنها محاسبه عملکرد در زلزله (PBEE) بخصوص ارزیابی میانگین فراوانی سالانه (MAF) تجاوز یک سطح مشخص نیاز سازه‌ای (ماکزیمم نسبت انحراف میان طبقات در تمام طبقات θ_{max}) یا یک ظرفیت حالت حدی مشخص (بطور مثال ناپایداری کلی دینامیکی) می‌باشد. در این مطالعه رفتار یک سکوی ثابت فلزی دریایی با خصوصیات رفتاری متفاوت در دو جهت بصورت جداگانه و با مدلسازی سه بعدی مورد بررسی قرار می گیرد و با بدست آوردن منحنی IDA و خلاصه سازی نتایج به بررسی رفتار سکو پرداخته می شود. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که متفاوت بودن هندسه و سیستم جاکت در دو جهت باعث تفاوت عمده رفتار سکو در دو جهت شده و سکو نیازهای طرح را در جهتی که عرشه با استفاده از روش شناور سازی نصب شده، برآورده نمی‌سازد.

کلمات کلیدی: آنالیز دینامیکی افزایشی، اندازه شدت، اندازه خرابی، سکوهای ثابت فلزی، منحنی‌های IDA ، اندرکنش شمع - خاک - سازه.

TECHNICAL NOTES

NONLINEAR DYNAMIC BEHAVIOR OF FLOAT OVER DECK INSTALLED PLATFORMS USING INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS

Behrouz Asgarian[1], Alireza Fiouz[2] , Ali Shakeri Talarposhti[3] , Hamed Rahman Shokrgozar[4]

1-Associate Professor, Faculty of Civil Eng. , K.N.Toosi University of Technology
2-Assistant Professor, Faculty of Engineering, Persian Gulf University, Bushehr
3-MSc in Structural Engineering, K.N.Toosi University of Technology
4-Phd Candidatein Structural Engineering, K.N.Toosi University of Technology

* نویسنده مسوول مقاله asgarian@kntu.ac.ir

Abstract

Incremental Dynamic Analysis (IDA) is a parametric analysis method that has recently emerged in several different forms to estimate more thoroughly structural performance under seismic loads. It involves subjecting a structural model to one (or more) ground motion record(s), each scaled to multiple levels of intensity, thus producing one (or more) curve(s) of response parameterized versus intensity level. Of great interest in Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) is the accurate estimation of the seismic performance of structures, and in particular, the mean annual frequency (MAF) of exceeding a specified structural demand or a certain limit-state capacity.

In this study the behavior of a jacket type offshore platform with different characteristics in its two directions, separately and with 3D modeling considering pile-soil-structure interaction is investigated. By obtaining the IDA curves and summarizing the results, the behavior of the jacket is studied.

All analyses are performed using OpenSees software. It is observed that the difference of geometry of jacket in two directions due to employing Float Over Deck (FOD) installation method, does not cause similar behavior in both directions and finally in direction with float over installation design requirement is not satisfied.

Keywords: Incremental Dynamic Analysis, Limit-State, Float Over Deck Installation, Pile-Soil-Structure Interaction

۱- مقدمه

با توجه به نفت خیز بودن کشور ایران و وجود سکوهای متعدد دریائی در منطقه خلیج فارس، مطالعه رفتار دینامیکی این نوع از سازه‌ها دارای اهمیت زیادی می‌باشد، بنابراین انجام مطالعات تحلیلی و بدست آوردن نیاز و ظرفیت آنها موضوع بسیار مهم و قابل تأملی است. استفاده از سکوهای ثابت فلزی معمولاً در محل آبهای با عمق کم اقتصـادی می‌باشد. سکوهای ثابت فلزی از سه قسمت اصلی جاکت یا پایه، عرشه و پی شمعی تشکیل شده اند. روشهای مختلفی برای نصب این سکوها وجود دارد و انتخاب روش نصب سکو در طراحی‌های مفهومی و جزئیات بر اساس امکانـات موجود تعیین می‌گردد. در مواقعی که عرشه وزن بالایی داشته باشد و شناور با ظرفیت بالا در دسترس نباشد، از روش شناورسازی (Float over) برای نصب عرشه استفاده می‌گردد. این روش برای نصب عرشه بر روی جاکت سکوها حدود سی سال است که مورد استفاده قرار می گیرد [۱]. در این مقاله به بررسی رفتار این نوع از سکوهای ثابت فلزی دریائی در مقابل بارهای جانبی از طریق تحلیل دینامیکی غیر خطی پرداخته می شود.

۲- ملاحظات آیین نامه‌ای در تحلیل سکوهای دریایی

استاندارد متداول در تحلیل و طراحی سکوهای ثابت دریایی دستورالعمل API-RP-2A می‌باشد که توسط موسسه نفت آمریکا ارائه گردیده است. این آیین نامه دو سطح زلزله برای طراحی سکوهای ثابت دریـایی ارائه می‌دهد [۲].

۲-۱ زلزله سطح مقاومت

احتمال وقوع این سطح از زلزله در طول عمر مفید آن بین ۲۰٪ تا ۵۰٪ (معادل دوره بازگشت ۱۰۰ سال تا ۲۰۰ سال) می‌باشد. در این حالت می‌بایست کفایت کلیه اعضا و اتصالات سکو با فرض رفتار ارتجاعی سازه بررسی و تضمین گردند [۲].

۲-۲ زلزله سطح شکل پذیری

احتمال وقوع این سطح از زلزله در طول عمر مفید آن در حدود ۲۰٪ تا ۱۰٪ (معادل دوره بازگشت ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ سال) می‌باشد. در این سطح از زلزله باید کفایت اعضاء و اتصالات سکو از طریق وجود ظرفیت کافی جذب انرژی در زلزله‌های با شدت بالا تضمین گردد [۲].

۳- سیستم Float over نصب عرشه

روش نصب شناورسازی عرشه برای عرشه‌هایی با وزن بالا بکار می‌رود و کاربرد آن در صنعت سکوهای دریایی بدلیل عدم امکان نصب عرشه‌های سنگین با استفاده از شناورهای جراثقال موجود می‌باشد [۱]. در روش شناورسازی باید تمهیدات مربوطه در زمان طراحی مد نظـر طراح بـاشد. در این روش بادبند در یک راستا به دلیل قرارگیری شناور حمل در میان پایه‌های جاکت (شکاف بارج) تعبیه نمی‌شود [۳].

شکل ۱- سیستم شناور سازی(Float over) برای یک سکو و مرحله بار اندازی عرشه از بارج به جاکت

۴- آنالیز دینامیکی افزایشی

در تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی مدل سازه‌ای تحت یک یا چند رکورد حرکت زمین با سطوح شـدت متفـاوت قـرار می‌گیرد و منحنی پاسخ سـازه در مقـابـل سطوح شدت رسم می‌شود. منحنی‌های IDA پاسخ سازه‌ای، منحنی است که در آن یک اندازه خرابی (IM) مانند نسبت انحراف بالاترین تراز (θ_{max} با θ_{roof}) را در مقابل سطح شدت (DM) حرکت زمین یا اندازه شدت مانند شتاب بیشینه زمین PGA، یا شتاب طیفی مد اول با میرایی ۵ درصد $S_{a(T1,5\%)}$ نشان داده می‌شود. با خلاصه سازی منحنی‌های حاصل حالات حدی و احتمال تجاوز یک حالت حدی می‌تواند محاسبه گردد [۴].

۵- نحوه مدلسازی شمع- خاک- سازه و روش اعمال بارگذاری زلزله

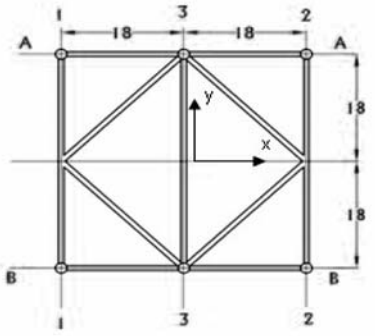
در این مقاله برای مدلسازی سازه جاکت، عرشه و شمع در محدوده تغییر شکل‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی از روش اجزاء محدود و برای در نظر گرفتن اندرکنش شمع- خاک- سازه از مدل تیر بر بستر غیر ارتجاعی وینکلر استفاده شده است. وینکلر مدلی از رفتار خاک را ارائه نمود که به موجب آن هر لایه از خاک مستقل از لایه های مجاور عمل نموده و تغییر مکان هر نقطه از خاک انحصاراً بر اساس تنش های اعمالی در همان نقطه و مستقل از تنش های موجود در سایر موقعیتها محاسبه می‌گردد. در مدلسازی خاک، محیط خاک اطراف شمع با توجه به مرزبندی لایه‌ها و نوع خاک، به تعدادی لایه‌های اصلی و با توجه به حداکثر گره‌های متوالی در روی شمع یا در محیط خاک جهت تأمین حداقل دقت مورد نیاز به تعدادی زیرلایه تقسیم می‌شود که این تقسیم بندی در شمع و خاک مشترک است. خاک مدل شده شامل مجموعه‌ای از یک فنر و یک میـراگر موازی است. سختی فنر با استفـاده از منحنی‌های p-y خاک تعریف می‌شود [۵].

۶- معرفی سکوی نمونه جهت تحلیل

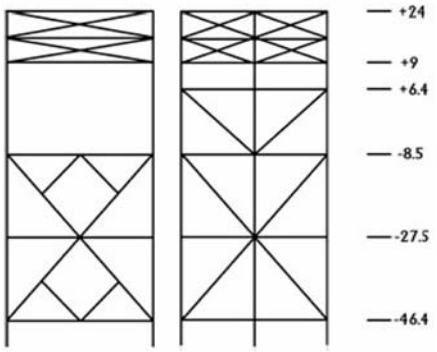
سکوی مورد مطالعه یک سکو تولید با شش پایه قائم به ارتفاع کلی ۱۴۱/۶ متر است. سکو در دو راستای مختلف از تفاوت هندسی برخوردار بوده در بین ترازهای ۸/۵- و ۹+ در راستای y به دلیل نصب عرشه فاقد بادبند است (شکل ۲). این امر به خاطر طریقه نصب عرشه صورت پذیرفته است. در واقع جهت استفاده از روش شناور سازی، سکو در جهت y در طبقه سوم بدون بادبند می‌باشد. بر این اساس تحلیل مدل و بررسی منحنی نتایج در دو راستا بصورت مجزا مدنظر قرار می‌گیرد. سازه این سکو در نرم افزار OpenSees [۶] مدلسازی گردیده و از بیست رکورد زلزله (جدول ۱) متفاوت جهت تحلیل دینامیکی استفاده شده است، در ابتدا شتاب نگاشت‌های زلزله در نرم افزار NERA [۷] مقیاس شده و به سنگ بستر اعمال می‌شود و سپس پاسخ لایه‌های خاک به عنوان ورودی به گره‌های متناظر روی شمع نمونه مدل سازی شده اعمال می‌گردد.

جدول ۱- ویژگی های مجموعه ۲۰ رکورد استفاده شده

No	Event	Station	PGA (g)
1	Loma Prieta, 1989	Agnews State Hospital	0.159
2	Imperial Valley, 1979	Plaster City	0.057
3	Loma Prieta, 1989	Hollister Diff. Array	0.279
4	Loma Prieta, 1989	Anderson Dam Downstream	0.244
5	Loma Prieta, 1989	Coyote Lake Dam Downstream	0.179
6	Imperial Valley, 1979	Cucapah	0.309
7	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	0.207
8	Imperial Valley, 1979	El Centro Array #13	0.117
9	Imperial Valley, 1979	Westmoreland Fire Station	0.074
10	Loma Prieta, 1989	Hollister South & Pine	0.371
11	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	0.209
12	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	0.180
13	Imperial Valley, 1979	Chihuahua	0.254
14	Imperial Valley, 1979	El Centro Array #13	0.139
15	Imperial Valley, 1979	Westmoreland Fire Station	0.110
16	Loma Prieta, 1989	WAHO	0.370
17	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	0.200
18	Imperial Valley, 1979	Plaster City	0.042
19	Loma Prieta, 1989	Hollister Diff. Array	0.269
20	Loma Prieta, 1989	WAHO	0.638



(الف)

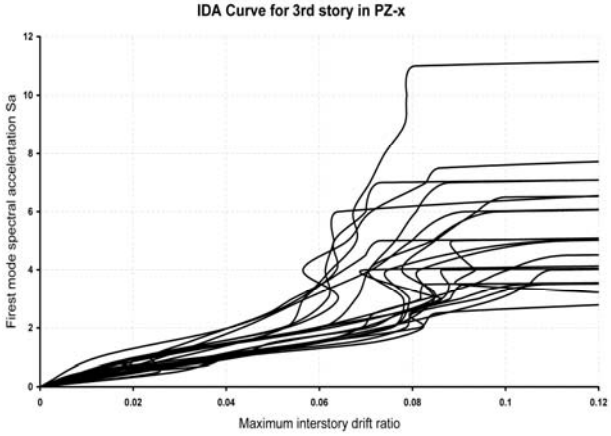


(ب)

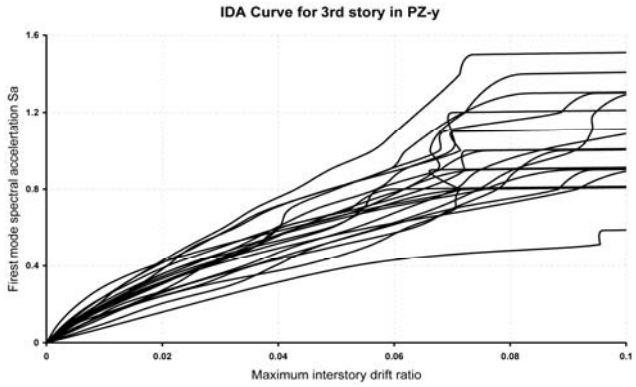
شکل ۲- (الف) پلان سکو، (ب) نماهای سکو و ترازهای هر طبقه نسبت به سطح آب

۷- نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی

براساس نتایج بدست آمده نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی در قالب منحنی‌های IDA سکوی مورد نظر ترسیم گردیده‌اند. شکل‌های ۳ و ۴ منحنی‌های IDA به ترتیب در جهت های x و y رسم شده است. در این منحنی‌ها، حداکثر انحراف نسبی بین طبقات به عنوان اندازه خرابی گرفته شده است.



شکل ۳- منحنی های IDA برای رو سازه بر اساس انحراف نسبی ماکزیمم میان طبقات در جهت x



شکل ۴- منحنی های IDA برای رو سازه بر اساس انحراف نسبی ماکزیمم میان طبقات در جهت y

۸- حالات حدی

۸-۱- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO)

سطح عملکرد سازه‌ای قابلیت استفاده بی‌وقفه حالتی حدی است که در آن آسیب‌های سازه‌ای پس از زلزله بسیار محدود و جزئی است و اعضاء مقاوم در برابر بار جانبی و ثقلی مقاومت و سختی قبل از زلزله را داشته باشد [۸].

۸-۲- سطح عملکرد آستانه فروریزش (CP)

سطح عملکرد سازه‌ای آستانه فروریزش حالتی است که سازه پس از زلزله در آستانه ویرانی کلی قرار

گیرد. در این سطح، آسیب قابل توجه در سازه ایجاد می‌شود که شامل کاهش قابل توجه سختی و مقاومت اعضاء مقاوم در برابر بار جانبی، تغییرمکان جانبی بزرگ و افت ظرفیت اعضاء مقاوم در برابر بار ثقلی است.

برای استفاده از منحنی‌های IDA، باید حالات حدی تعریف شود. برای این منظور با توجه به دسته منحنی‌های IDA و دستورالعمل FEMA [۷] سه نقطه حدی قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، آستانه فروریزش (CP) و ناپایداری کلی دینامیکی (GI) تعریف شده است. در این مطالعه بر اساس دستورالعمل FEMA حالت حدی IO در نقطه θ_{max}=1% درنظر گرفته شده است و سطح عملکرد CP در جایی گرفته شده که شیب منحنی IDA ۲۰٪ قسمت الاستیک باشد یا θ_{max}=10%، هرکدام که زودتر اتفاق بیافتد. بنابراین حالت حدی CP در جایی درنظر گرفته شده است که منحنی IDA در قسمت نرم شوندگی قبل از خط صاف قرار دارد ولی در جایی که θ_{max} به میزان لازم باشد و هنوز به مدل سازه‌ای می‌توان اعتماد کرد (θ_{max} کمتر از ۱۰٪). در انتها حالت حدی GI در جایی در نظر گرفته شده است که منحنی بصورت خط صاف می‌شود و هر افزایشی در اندازه شدت (IM) پاسخ اندازه خرابی (DM) بی نهایت را نتیجه می‌دهد [۹].

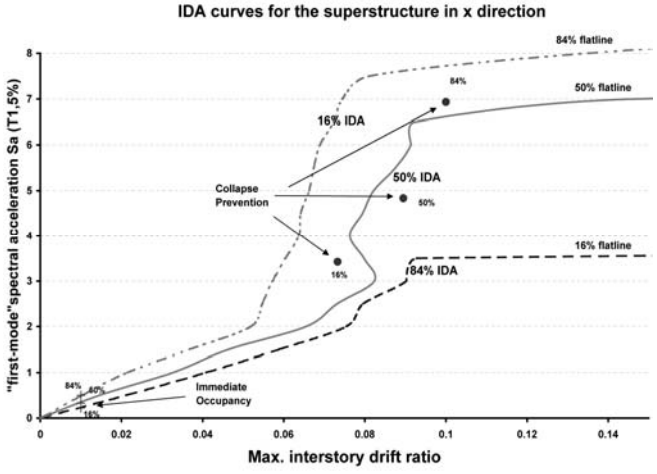
۹- خلاصه سازی IDA

برای بررسی بهتر رفتار سازه منحنی‌های IDA بر اساس اصول آماری خلاصه سازی شده است تا رفتار سازه بهتر قابل درک باشد. در این مقاله برای خلاصه سازی از درصدهای ۱۶، ۵۰ و ۸۴ استفاده شده است. در شکل‌های ۵ و ۶ نتایج خلاصه‌سازی منحنی‌های IDA و نقاط حدی برای دو جهت x و y نمایش داده شده است. در جداول شماره ۲ و ۳ نتایج عددی آنها ارائه گردیده است.

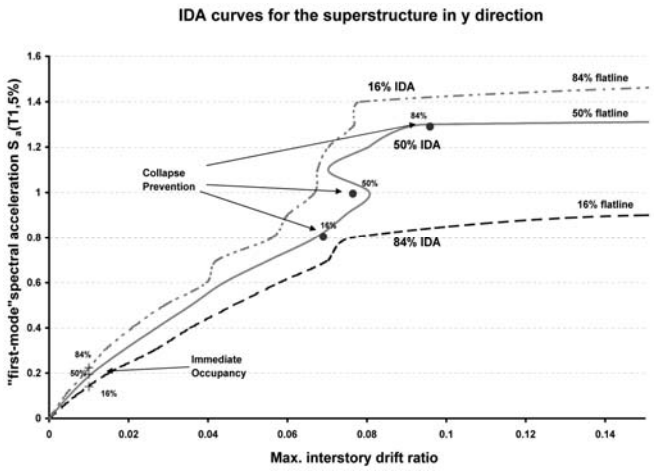
یکی از اهداف مهندسی زلزله براساس عملکرد (PBEE) محاسبه تجاوز سالیانه (MAF) برای حالات حدی است. این هدف می‌تواند به آسانی با خلاصه سازی نتایجی که تاکنون محاسبه شده است، بدست آید. در این مقاله جهت محاسبه تجاوز سالیانه از یک حالت حدی خاص از رابطه انتگرالی ارائه شده توسط Cornell [۱۰] استفاده می‌شود:

$$\lambda_{LS} = \int_{x=0}^{x=+\infty} F_{IM}(x) \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dx} \right| dx \qquad (۱)$$

در رابطه فوق λ_{LS}، تجاوز سالیانه برای حالت حدی داده شده است. مقدار داخل قدر مطلق گرادیان ریسک λ_{LS} IM یا به بیان دیگر مشتق اول منحنی ریسک λ_{LS} نسبت به IM است. سرانجام F_{IM} تابع توزیع تجمعی مقدار IM است.



شکل ۵- خلاصه سازی منحنی های IDA در صدک های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ و همچنین نمایش حالات حدی در جهت x



شکل ۶- خلاصه سازی منحنی های IDA در صدک های ۱۶، ۵۰ و ۸۴ و همچنین نمایش حالات حدی در جهت

با معکوس کردن λ_{LS} می‌توان متوسط زمان بازگشت تجاوز حالت حدی را بدست آورد. مقادیر MAF های حالات حدی مختلف جهت x در جدول ۴ و جهت y در جدول ۵ آورده شده است. برای این سکو مطابق جدول ۵ در جهت x بطور متوسط در هر ۱۰۵ سال یکبار از حالت حدی IO، هر ۱۵۱۹ سال یکبار از حالت حدی CP و هر ۱۶۵۹ سال یک بار یکبار از حالت حدی GI تجاوز می‌نماید.

جدول ۲- خلاصه سازی حالات حدی در جهت x

	$S_a(T_1,5\%)$ g			θ_{max}		
NO	IO	CP	GI	IO	CP	GI
16%	0.23	3.42	3.66	0.01	0.073	$+\infty$
50%	0.34	4.84	5.35	0.01	0.09	$+\infty$
84%	0.5	6.93	7.2	0.01	0.1	$+\infty$

جدول ۳- خلاصه سازی حالات حدی در جهت y

	$S_a(T_1,5\%)$ g			θ_{max}		
NO	IO	CP	GI	IO	CP	GI
16%	0.14	0.80	0.88	0.01	0.069	$+\infty$
50%	0.2	1	1.08	0.01	0.077	$+\infty$
84%	0.22	1.29	1.38	0.01	0.096	$+\infty$

جدول ۴- MAF های تجاوز و پریودهای بازگشت متناظر آنها برای هر حالت حدی محاسبه شده در جهت x

	IO	CP	GI
MAF	0.0095	0.00066	0.0006
Return Period (Years)	105	1519	1659

جدول ۵- MAF های تجاوز و پریودهای بازگشت متناظر آنها برای هر حالت حدی محاسبه شده در جهت y

	IO	CP	GI
MAF	0.016	0.0031	0.0028
Return Period (Years)	63	325	353

۱۰- نتیجه گیری

مطابق آیین نامه API سکوهای دریایی باید برای دو سطح زلزله با سطح مقاومت با دوره بازگشت ۱۰۰ تا ۲۰۰ ساله و سطح شکل پذیری با دوره بازگشت ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ ساله. طراحی شوند. در این مقاله با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی غیرخطی انجام شده بر روی یک سکوی نمونه با سیستم نصب عرشه به روش شناورسازی مشاهده گردید که سکو در جهتی که دارای مهاربندی است شرط فوق را برآورده می‌سازد اما در جهتی که سکو به دلیل نصب عرشه به روش شناور سازی فاقد مهاربندی است نیازهای طرح را برآورده نمی‌سازد. آنچه مسلم است در این سیستم نصب عرشه بدلیل عدم امکان مهاربندی در تراز بالا، ضعف در رفتار دینامیکی در این جهت بوجود می‌آید که باید به نحو مناسبی در تحلیل مدنظر قرار گیرد.

۱- مراجع

1-O'neill, L.A., Pinna, R.M., Fakas, E. and Walsh, T.R. (2004). "Floatover deck installation, case study: Structural efficiency of longitudinally and transversely-recessed structures", 23rd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, United States, ASME, OMAE2004-51100.

2-American Petroleum Institute. (2000). "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms". API Recommended Practice 2A (RP-2A). 21st ed. American Petroleum Institute, Washington, D.C.

3-Floatover Deck Mating Experts. Offshore Kinematics INC. www.floatover.com.

4-Vamvatsikos D, Cornell CA.(2002) "Incremental dynamic analysis". Earthquake Engineering and Structural Dynamics"; 31(3), 491-514.

5-Boulanger RW, Curras CJ, Kutter BL, Wilson DW, Abghari A. (1999) "Seismic soil pile structure interaction experiments and analysis". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125(9), 750-759.

6-Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., Fenves G.L. & Jeremic B., OpenSees Command Language Manual, 2004.

7-Bardet, JP, Tobita T. (2001). "NERA- a computer program for Nonlinear Earthquake site Response Analysis of Layered Soil Deposits". Department of Civil Engineering, University of Southern California.
8-FEMA. (2000) "Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings". Report No. FEMA-350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
9-Vamvatsikos D, Jalayer F, Cornell CA. (2003) "Application of Incremental Dynamic Analysis to an RC-structure". Proceedings of the FIB Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, Athens.
10-Shome N, Cornell CA. (1999) "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures". Report No. RMS-35, RMS Program, Stanford University, Stanford.