

تقویت سازه های فولادی

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه

مقاوم سازی سازه های فولادی عمدتاً به بهسازی و تقویت رفتار مهاربندها، اتصالات، اعسای کششی، دیوارهایس برشی و ترکیب رفتار بتن و فولاد بر می گردد که در این نوشتار به برخی از روشهای تقویت اعضای سازه های فولادی می پردازیم.

تقویت تیرهای فولادی

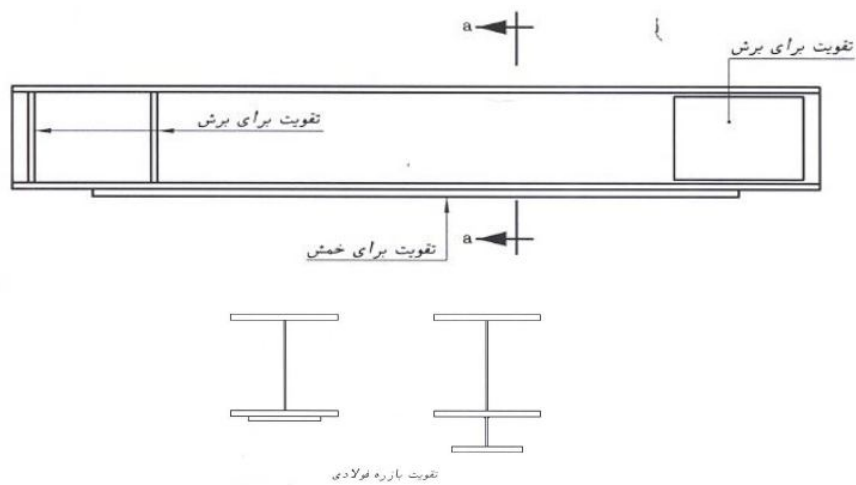
1. تقویت با زره فولادی

تقویت برای خمش

تقویت برای برش

2. تقویت با زره بتن آرمه

3. پیش تنیدگی خارجی

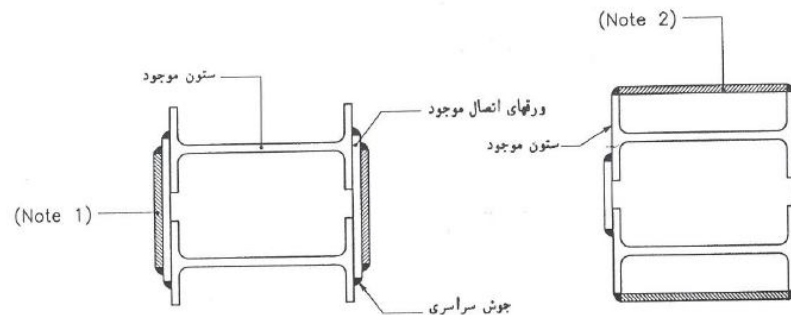


تقویت با زره فولادی

تقویت ستونهای فولادی

1. زره فولادی

2. زره بتن آرمه



تقویت ستونهای فولادی

تقویت اتصالات

1. اتصالات صلب تیر به ستون

2. وصله ستونها

3. وصله تیرها

انواع صدمات وارد بر ساختمانهای فولادی

1. گسیختگی ناشی از کمانش اعضا و اتصالات بادبندها در قابهای فولادی مهاربندی شده
2. گسیختگی صفحات ژای ستون و میل مهارها در قابهای مهاربندی شده و قاب های خمشی
3. گسیختگی های اتصالات جوشی تیر به ستون در قابهای خمشی

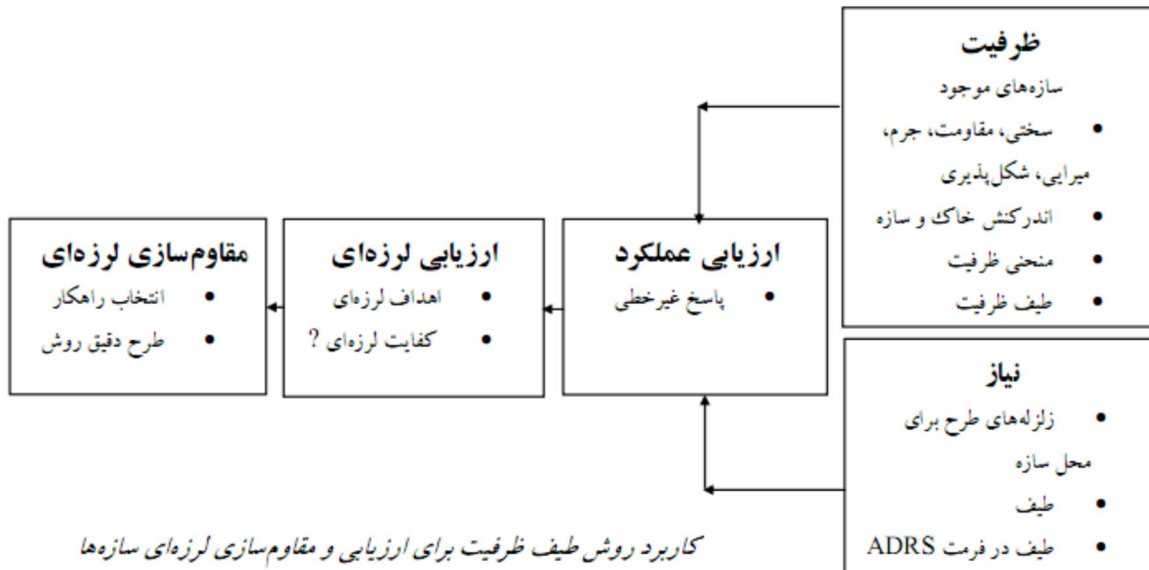
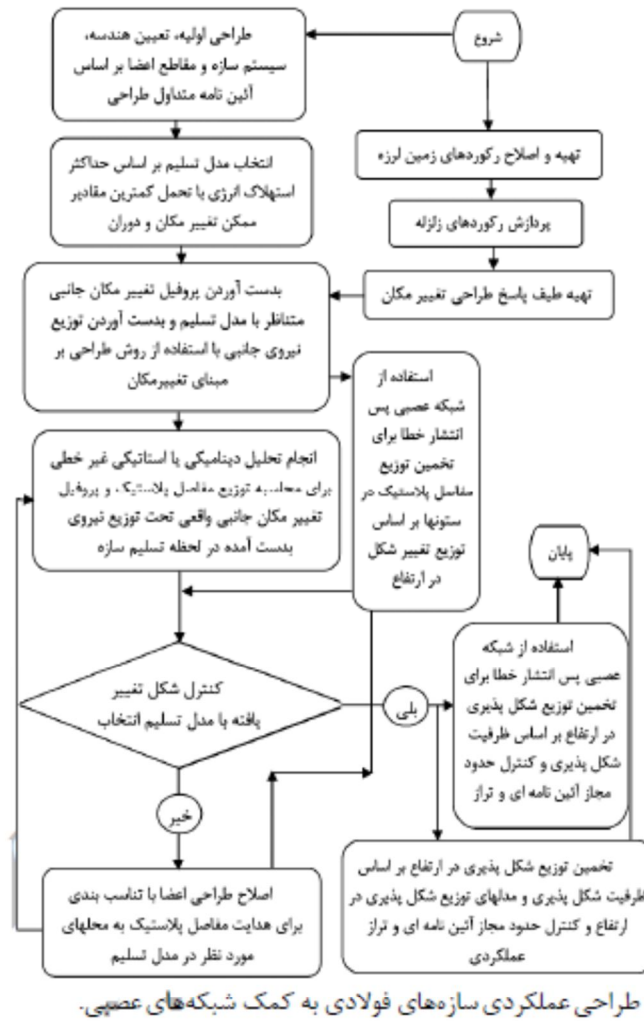
تشریح گسیختگی اتصالات

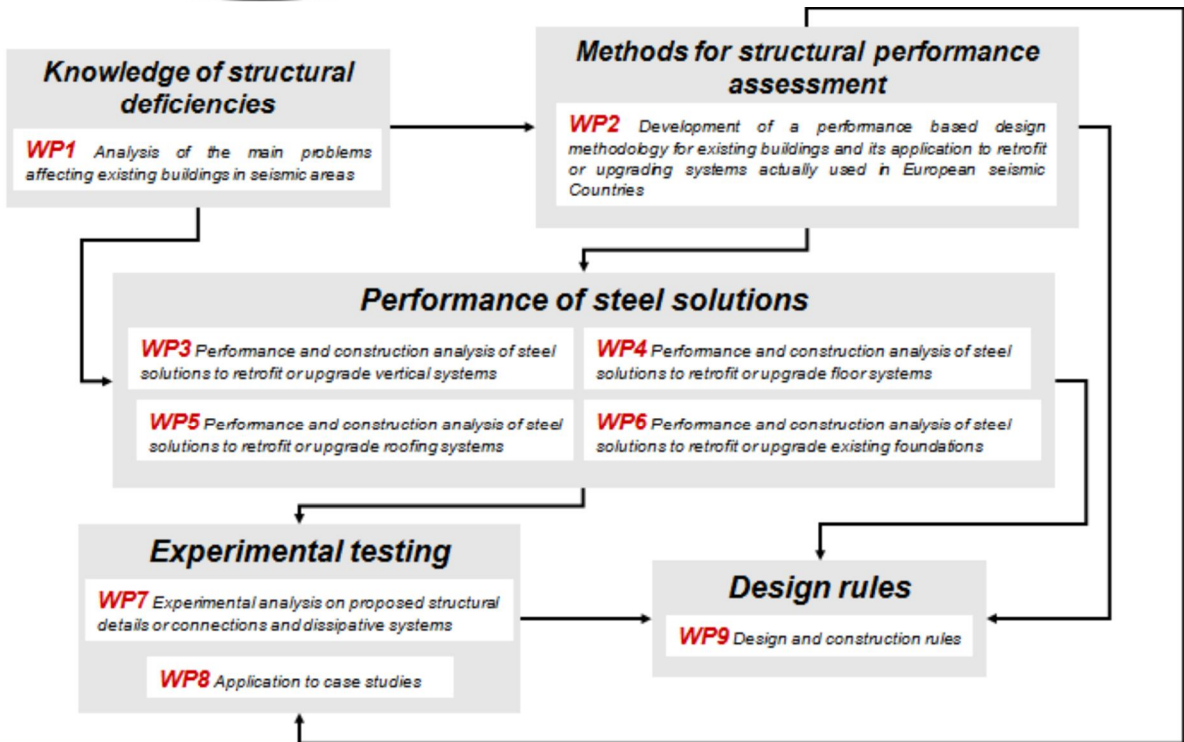
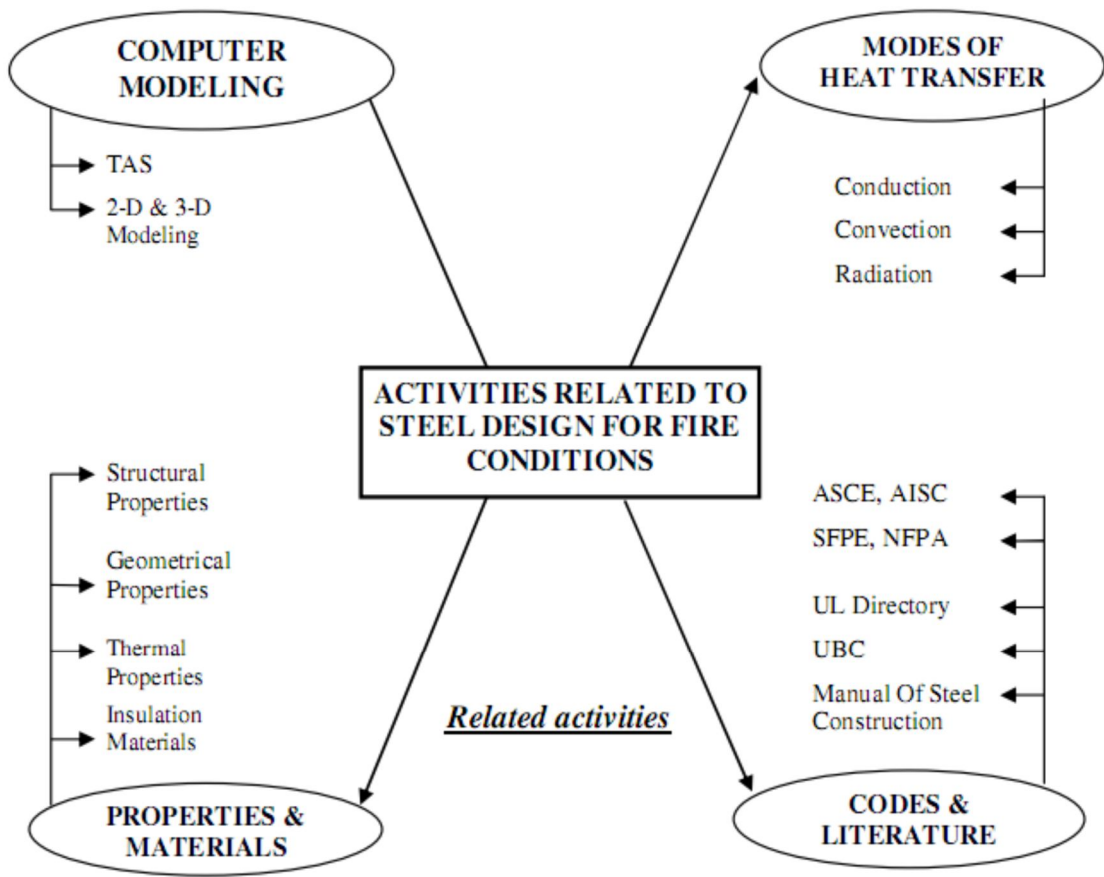
جدول ۱- انواع گسیختگی ها

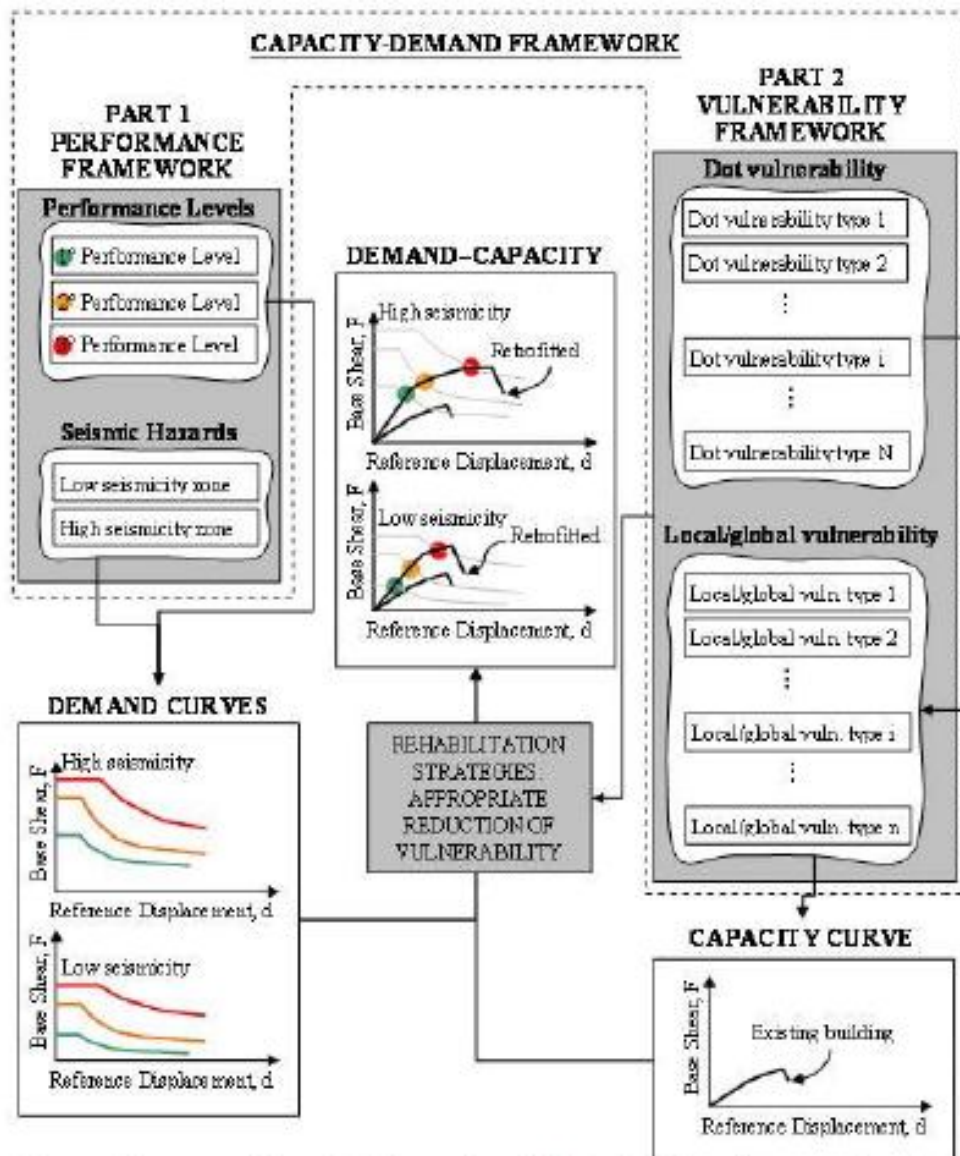
شرح	نوع گسیختگی
گسیختگی فلز جوش (در مواقعی همراه با گسیختگی فلز مینای بال تیر)	۱
گسیختگی فلز جوش در فصل مشترک آن با بال ستون و کنده شدن فلز مینا از بال ستون	۲
مشابه گسیختگی نوع ۲، ولی به صورت ناقص. ترک در زیر سطح فلز مینا ایجاد شده و تا جوش بال تیر بالا می آید. ظهور ترک در سطح بالاتر از بال تیر هم محتمل است.	۲a
ترک خوردگی در ضخامت بال ستون، نقطه شروع آن بالای جوش گوشه تحتانی در راستای ورق یکسره کننده بوده و در تمام ضخامت بال ستون گسترش می یابد. ترکها در جان تیر توزیع نمی شوند. در مواقعی منشا ترکها، ریشه جوش بال تیر است.	۳
ترک خوردگی در ضخامت بال ستون، نقطه شروع آن بالای جوش گوشه تحتانی در راستای ورق یکسره کننده بوده و در جان تیر و / یا ورق مضاعف کننده نیز گسترش می یابد. ترک در تمام ضخامت بال ستون تسری دارد و در مواقعی منشا آن ریشه جوش بال تیر است.	۴
ترک در ورق پرشگیر تیر و در راستای سوراخ پیچها.	۵
ترک در ورق پرشگیر تیر و در انتهای جوش گوشه.	۶

علل محتمل گسیختگی

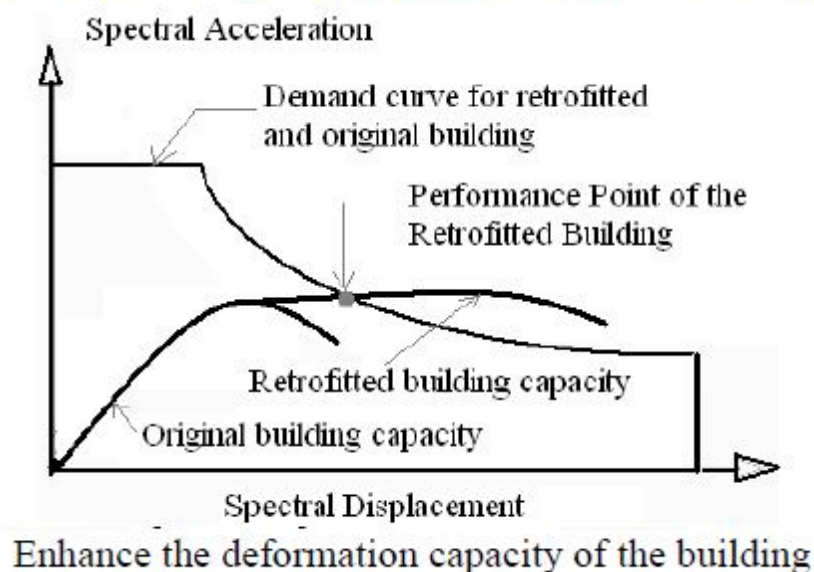
1. تنش های پس ماند در جوش بال به جان
2. تنش های بیش از حد در جوش های بال به جان به علت وقوع لنگر تسلیم M_p در تیر
3. وجود ناپیوستگی در جوش بال تحتانی و جنس تفاله های جوشکاری در آن
4. تمرکز تنش ناشی از ورق پشت بند تحتانی



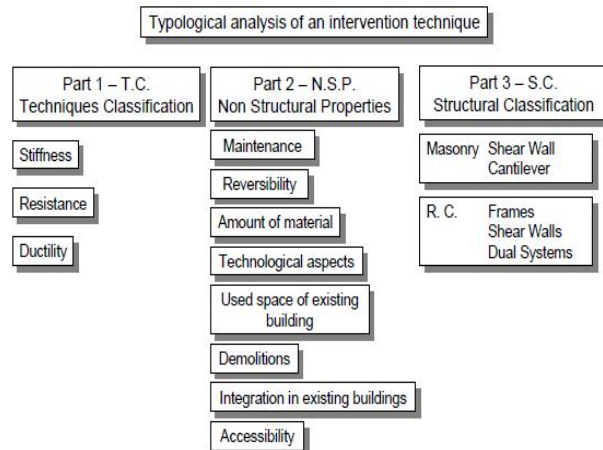




General framework in which the vulnerabilities identification were inserted.



Structural aspects
Capability to achieve requested performance objective (after building evaluation!)
Compatibility with the actual structural system (no need of complementary strengthening or confinement measures)
Adaptability to change of actions seismic typology (near field, far field, $T < T_c$, etc)
Adaptability to change of building typology
Technical aspects
Reversibility of intervention
Durability
Operational
Functionally and aesthetically compatible and complementary to the existing building
Sustainability
Technical capability
Technical support (Codification, Recommendations, Technical rules)
Availability of material/device
Quality control
Economical aspects
Costs (Material/Fabrication, Transportation, Erection, Installation, Maintenance, Preparatory works)



Data concerning with intervention techniques using typological analysis



سیستم های باربر جانبی لرزه ای که در این مجموعه قابل کاربرد دانسته شده اند، عبارتند از:

- قاب خمشی ویژه
- قاب خمشی متوسط
- قاب خمشی معمولی
- قاب مهاربندی شده همگرای ویژه
- قاب مهاربندی شده همگرای معمولی
- قاب مهاربندی شده واگرا
- سیستم های دوگانه متشکل از قاب خمشی و مهاربندی یا دیوار برشی

منظور از سیستم دوگانه، ترکیب سیستم قاب خمشی با سیستم قاب مهاربندی شده است.

ترکیب هایی قابل کاربرد برای سیستمهای دوگانه :

- قاب خمشی ویژه + قاب مهاربندی شده همگرای ویژه
- قاب خمشی ویژه + قاب مهاربندی شده همگرای معمولی
- قاب خمشی ویژه + قاب مهاربندی شده واگرا
- قاب خمشی متوسط + قاب مهاربندی شده همگرای ویژه
- قاب خمشی متوسط + قاب مهاربندی شده همگرای معمولی

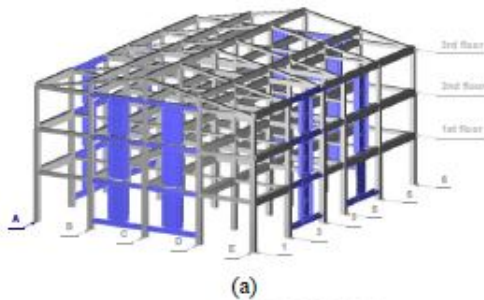
علل نیاز به بهسازی

- | | |
|--|---|
| <p>❖ خطاهای اجرایی</p> <ul style="list-style-type: none"> . عدم رعایت جزئیات . بتن نامرغوب . بتن ریزی نامناسب . جوشکاری ضعیف | <p>❖ خطاهای طراحی</p> <ul style="list-style-type: none"> . اشتباه در آنالیز سازه . اشتباه در طراحی مقاطع . ارتقاء آیین نامه ها |
| <p>❖ تنشهای اضافی</p> <ul style="list-style-type: none"> . بار اضافی وارده . تغییر کاربری | <p>❖ عوامل محیطی</p> <ul style="list-style-type: none"> . خوردگی فولاد . حمله سولفاتی . فرسایش . کربناسیون |

استراتژی های مختلف قابل طرح در مقاوم سازی

- الف) اصلاح موضعی اجزای سازه دارای عملکرد نامناسب در اثر زلزله.
- ب) رفع یا کاهش نامنظمی در پلان یا ارتفاع.
- ج) تامین مقاومت لازم برای اجزا یا کل سازه.
- د) تامین سختی لازم برای سازه.
- ه) کاهش جرم ساختمان.
- و) کامل نمودن مسیر بار در سازه.
- ز) تغییر کاربری به منظور کاهش سطح عملکرد مورد انتظار.
- ح) به کارگیری سیستم های جاذب انرژی.
- ط) به کارگیری سیستم های جدا ساز لرزه ای.
- ی) جایگزینی، تقویت، تعمیر، مهاربندی و کلاف بندی اجزای غیر سازه ای.

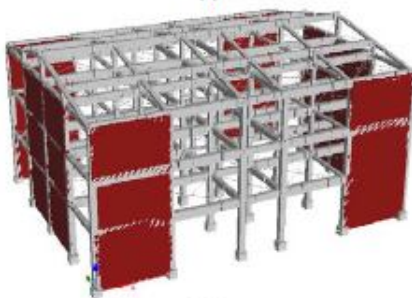
- Steel shear walls; (vertical elements)
- Steel bracing elements; (vertical elements)
- Steel frames; (vertical elements)
- Steel braced frames; (vertical elements)
- Steel strips elements; (vertical elements)
- Trussed girder; (Horizontal elements)
- Steel tying systems; (Horizontal elements)
- Horizontal bracing system; (Horizontal elements)
- Micro-piles systems. (Foundation elements)



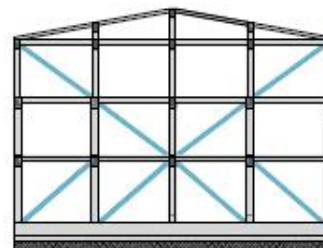
(a)



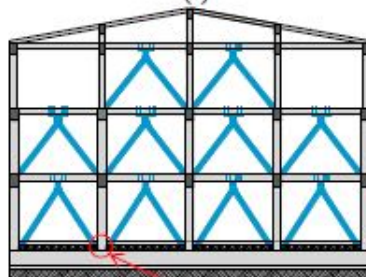
(b)



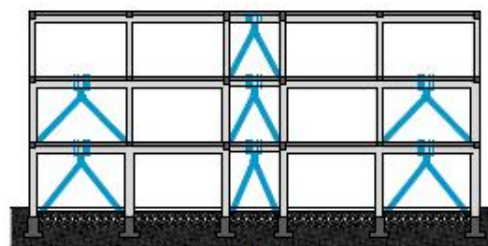
(c)



(d)

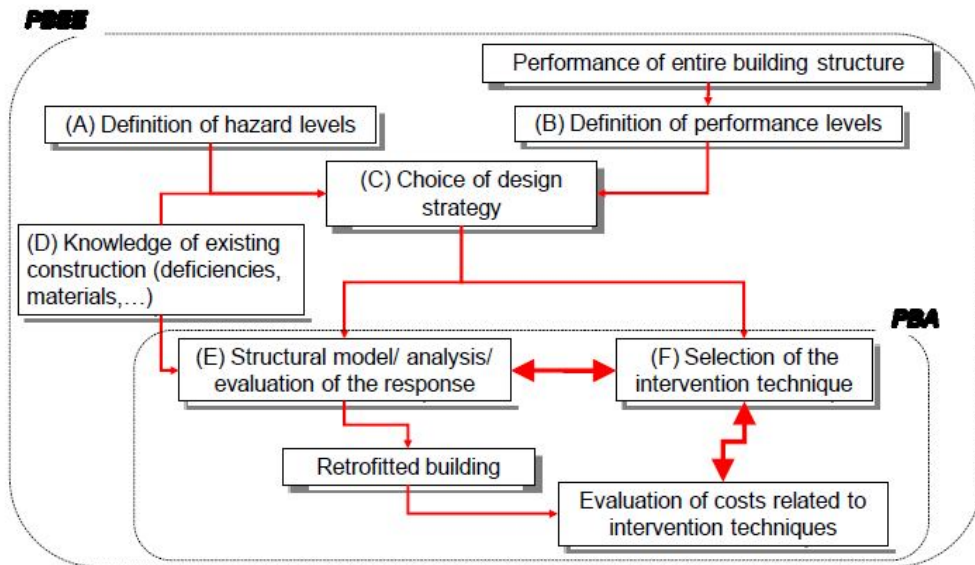


(e)

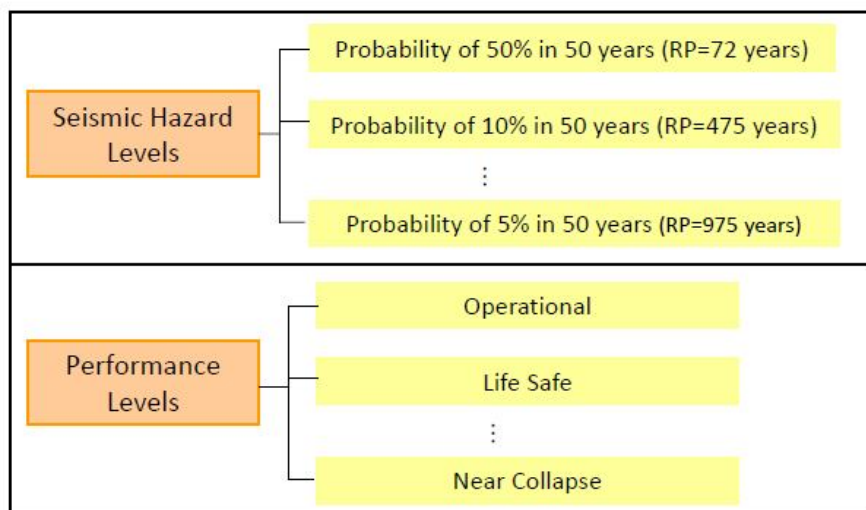
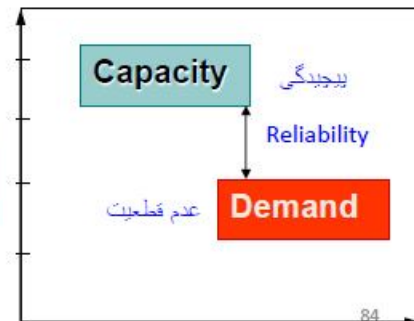
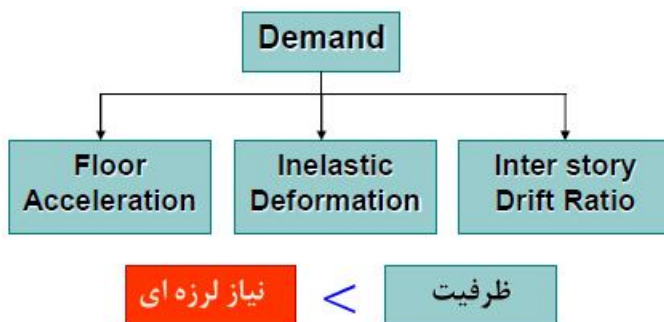
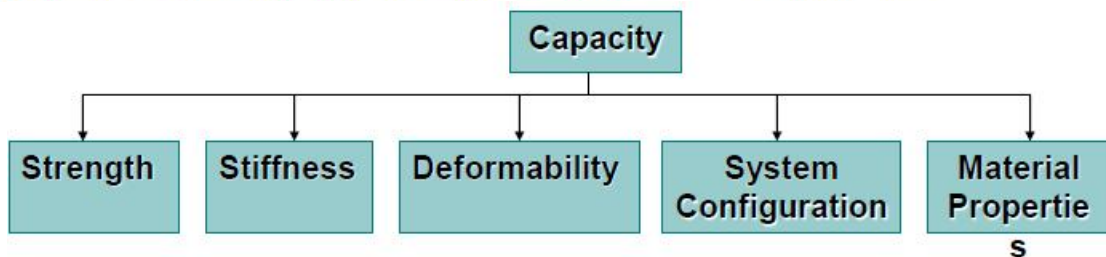


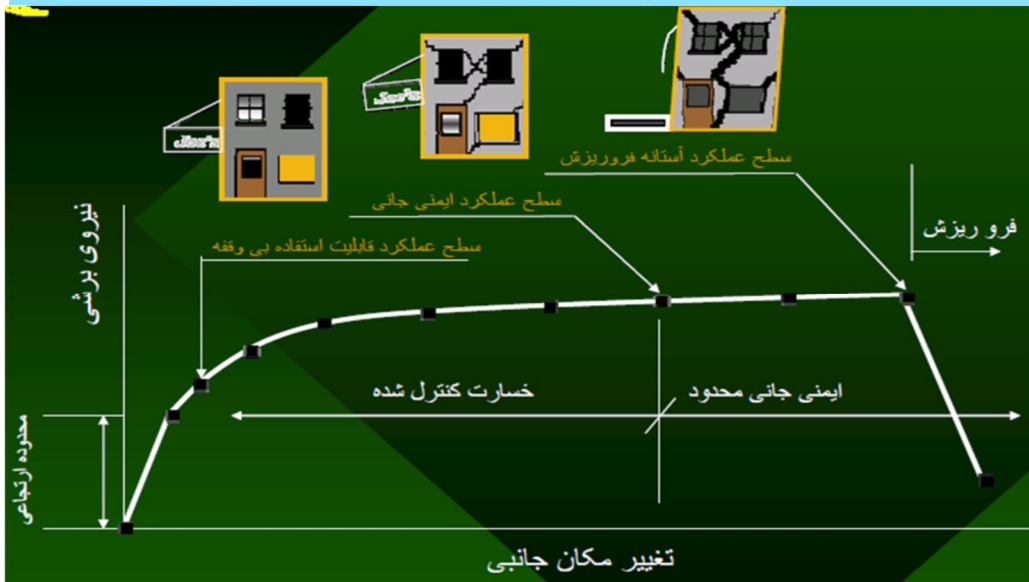
(f)

تقویت سازه های فولادی با بادبند و دیوار برشی فولادی

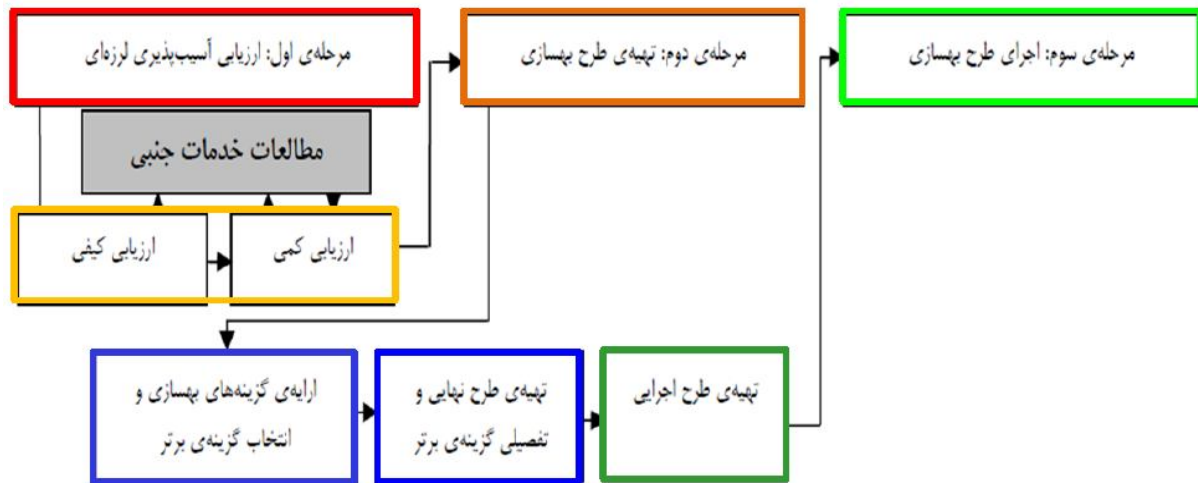


Performance Based Engineering framework and Performance Based Assessment sub- framework.





مراحل ارزیابی و بهسازی



بهسازی لرزه‌ای

گرد آوری اطلاعات اولیه

تعیین هدف بهسازی

تعیین سطح خطر زلزله و تعیین طیف طرح

تهیه اطلاعات تفصیلی وضعیت موجود ساختمان

ارزیابی وضعیت موجود ساختمان

ارزیابی تفصیلی نیاز ساختمان به بهسازی

تهیه گزارش تحلیل آسیب پذیری ساختمان

مراحل ارزیابی و بهسازی

✓ - بررسی و شناخت ویژگی های فنی ساختمان

✓ - انتخاب هدف بهسازی

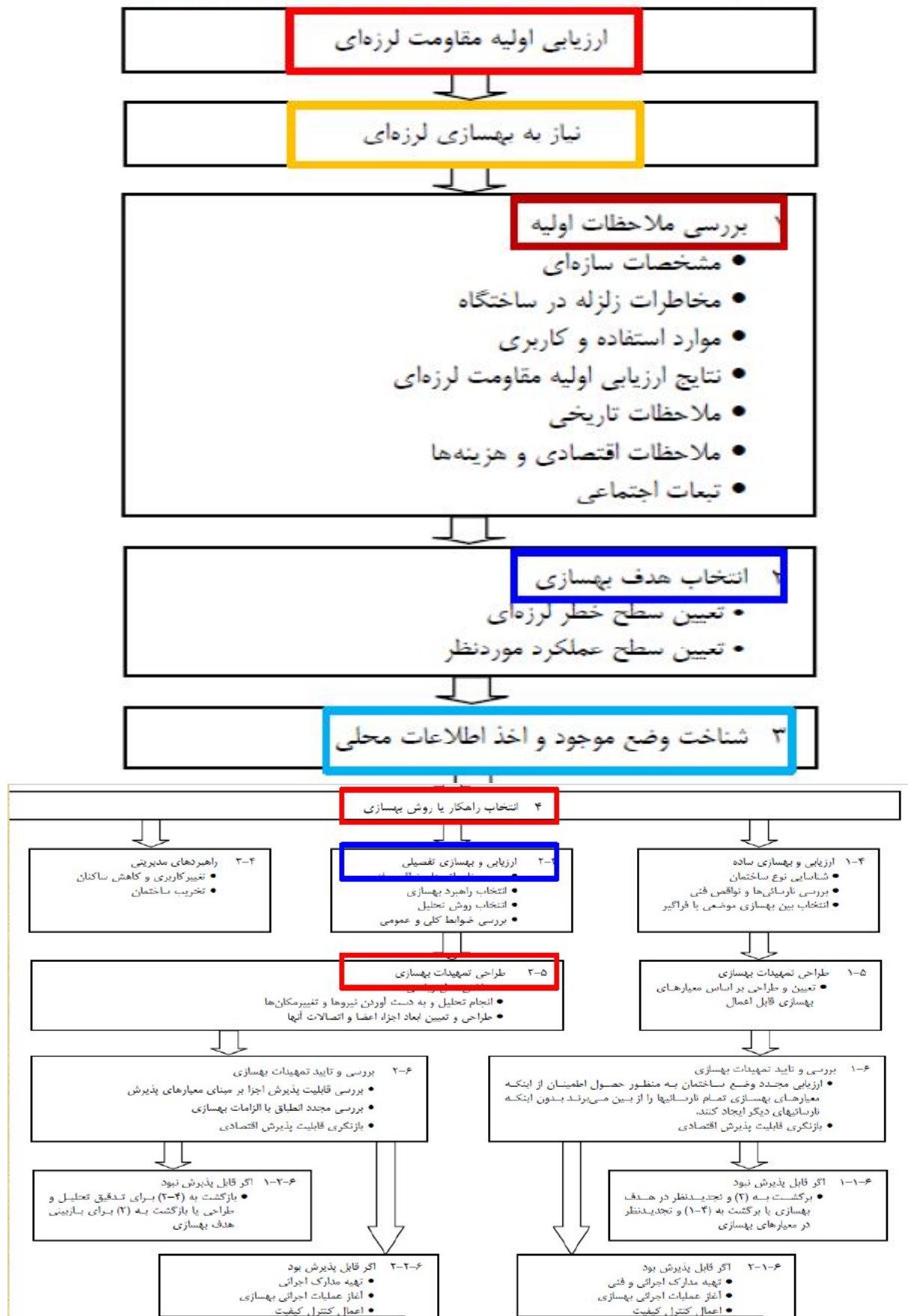
✓ - جمع آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

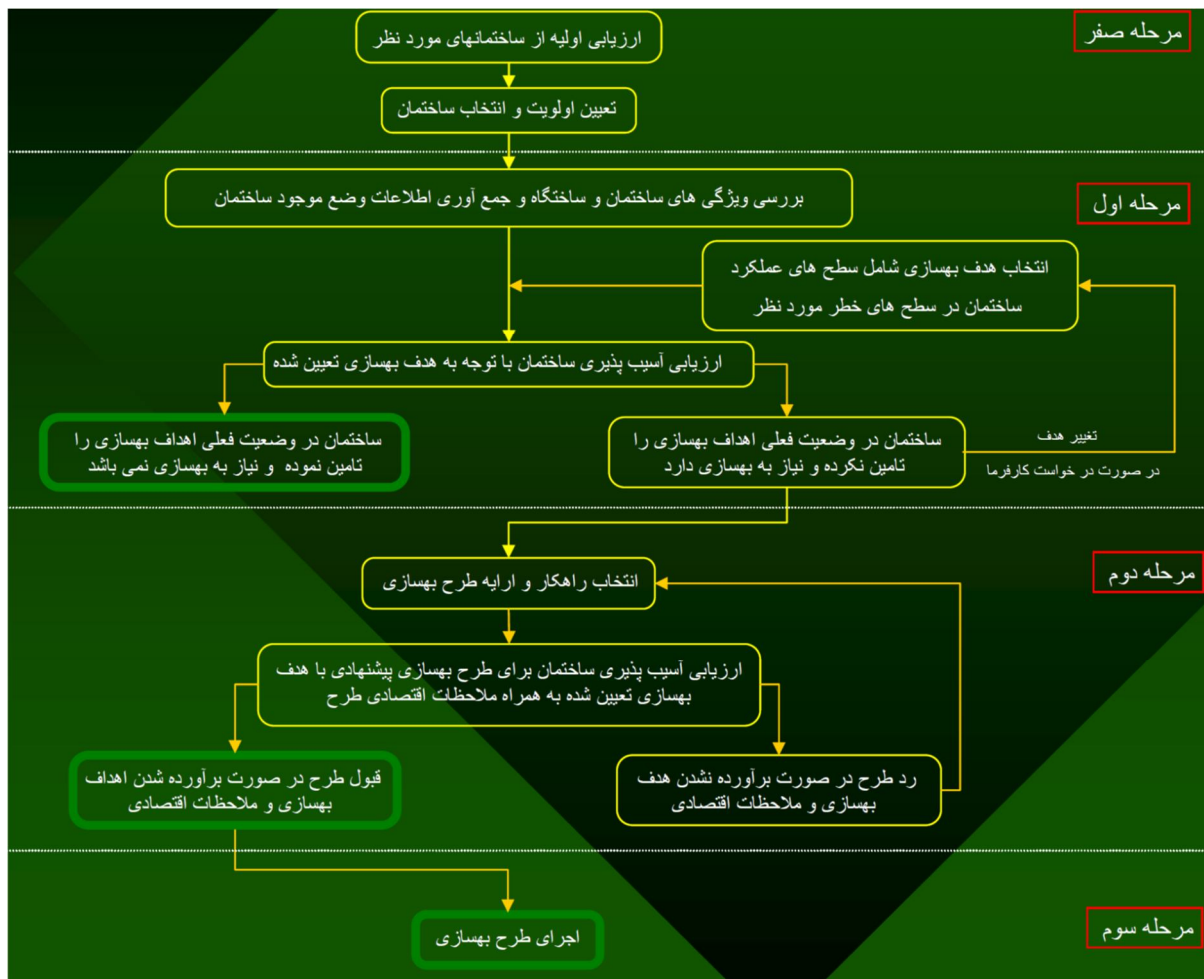
✓ - نیاز یا عدم نیاز به بهسازی

✓ - انتخاب روش ارزیابی و بهسازی

✓ - ارائه ی طرح بهسازی و ارزیابی آن

نمودار مراحل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای





بررسی و شناخت ویژگی های فنی ساختمان

- مشخصات اجزای سازه ای و غیر سازه ای ساختمان
- سطوح خطر زلزله در محل ساختمان
- نتایج اولیه ی ارزیابی مقاومت لرزه ای
- تاریخچه ی بهره برداری گذشته و آینده ی ساختمان
- ارزیابی نیاز و خواسته های بهره بردار
- ملاحظات اقتصادی، اجتماعی، مقررات و قوانین حاکم

انتخاب هدف بهسازی

بر اساس

۱- بررسی دقیق و اخذ دیدگاه های بهره بردار و کارفرمای پروژه

۲- میزان اهمیت ساختمان

۳- وضعیت کاربری حاضر و پس از بهسازی ساختمان

بهسازی مبنا

بهسازی مطلوب

بهسازی ویژه

بهسازی محدود

بهسازی موضعی

بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می رود که تحت زلزله «سطح خطر-1» ایمنی جانی ساکنین تامین گردد.

بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می رود که هدف بهسازی مبنا تامین گشته و علاوه بر آن تحت زلزله « سطح خطر -2» ساختمان فرو نریزد (سطح عملکرد E-5)

بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مد نظر قرار می گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله مورد استفاده در بهسازی مطلوب در نظر گرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله بالاتری در نظر گرفته می شود.

بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می شود بگونه ای که حداقل یکی از اهداف زیر بر آورده شود:

تحت زلزله خفیف تر از زلزله «سطح خطر-1» ایمنی جانی ساکنین تامین گردد (سطح عملکرد C-3).
تحت زلزله ای برابر یا خفیف تر از «سطح خطر-1» سطوح عملکرد C-4, E-4, C-5, D-5, E-5, و یا

D-6 تامین گردد

بهسازی موضعی

در بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی مطابق بندهای فوق می باشد که بدلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می شود در این حالت بهسازی باید به گونه ای پیش بینی و اجرا گردد که هدف بهسازی بخش های دیگر در مراحل بعدی بر آورده گردد.

سطح خطر ۱: معادل سطحی از حرکت های قوی زمین است

که احتمال فراگذشت از آن در ۵۰ سال ۱۰٪ باشد. این

سطح خطر معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است. **سطح**

خطر ۱ در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله طرح نامیده شده است.

سطح خطر ۲: معادل سطحی از حرکت های قوی زمین

است که احتمال فراگذشت از آن ۲٪ در ۵۰ سال باشد.

این سطح خطر معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است.

انتخاب هدف بهسازی							
مینا	<table border="1"> <tr><td>LS</td></tr> <tr><td>سطح خطر 1</td></tr> </table>	LS	سطح خطر 1				
LS							
سطح خطر 1							
مطلوب	<table border="1"> <tr><td>CP</td></tr> <tr><td>سطح خطر 2</td></tr> </table> + <table border="1"> <tr><td>LS</td></tr> <tr><td>سطح خطر 1</td></tr> </table>	CP	سطح خطر 2	LS	سطح خطر 1		
CP							
سطح خطر 2							
LS							
سطح خطر 1							
ویژه	<table border="1"> <tr><td>عملکرد بالاتر از LS</td></tr> <tr><td>سطح خطر انتخابی</td></tr> </table> + <table border="1"> <tr><td>LS</td></tr> <tr><td>سطح خطر 1</td></tr> </table> + <table border="1"> <tr><td>CP</td></tr> <tr><td>سطح خطر 2</td></tr> </table>	عملکرد بالاتر از LS	سطح خطر انتخابی	LS	سطح خطر 1	CP	سطح خطر 2
	عملکرد بالاتر از LS						
سطح خطر انتخابی							
LS							
سطح خطر 1							
CP							
سطح خطر 2							
	<table border="1"> <tr><td>عملکرد بالاتر از LS</td></tr> <tr><td>سطح خطر 1</td></tr> </table> + <table border="1"> <tr><td>CP</td></tr> <tr><td>سطح خطر 2</td></tr> </table>	عملکرد بالاتر از LS	سطح خطر 1	CP	سطح خطر 2		
عملکرد بالاتر از LS							
سطح خطر 1							
CP							
سطح خطر 2							
	<table border="1"> <tr><td>عملکرد LS و بالاتر</td></tr> <tr><td>سطح خطر 2</td></tr> </table>	عملکرد LS و بالاتر	سطح خطر 2				
عملکرد LS و بالاتر							
سطح خطر 2							
محدود	بعلت وجود محدودیت‌های مالی یا اجرائی سطح خطر یا سطح عملکرد یا هر دو نسبت به هدف بهسازی مینا پائین تر در نظر گرفته می‌شود.						
موضعی	هدف بهسازی یکی از موارد بالا است، اما بعلت محدودیت‌های مالی یا اجرائی در هر مرحله زمانی تنها بخشی از بهسازی اجرا می‌شود.						

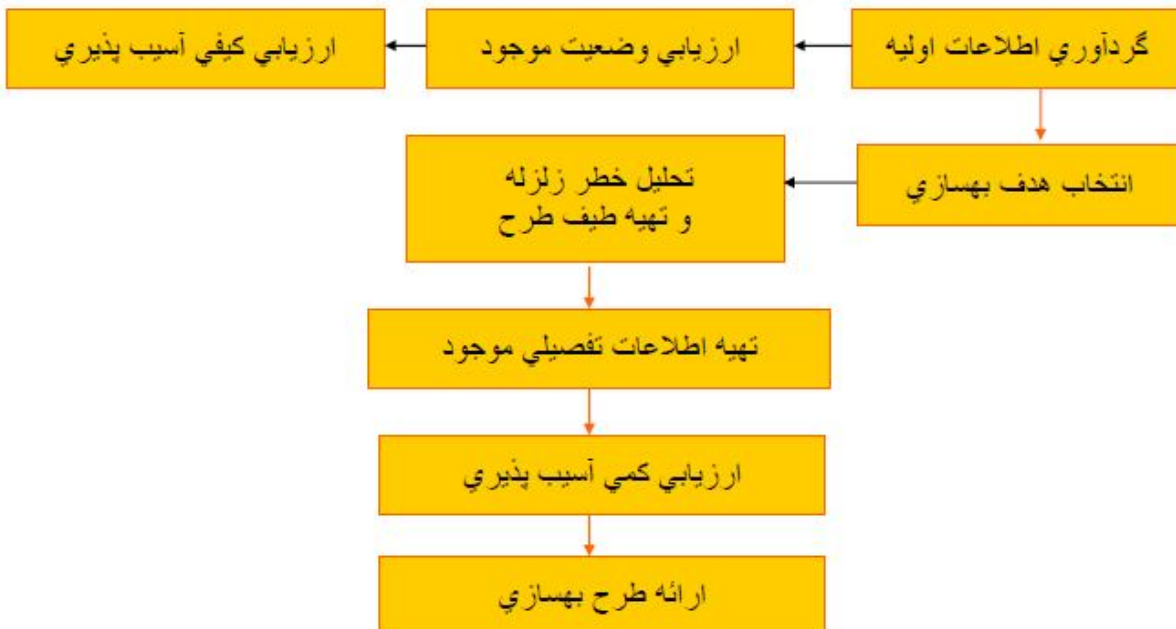
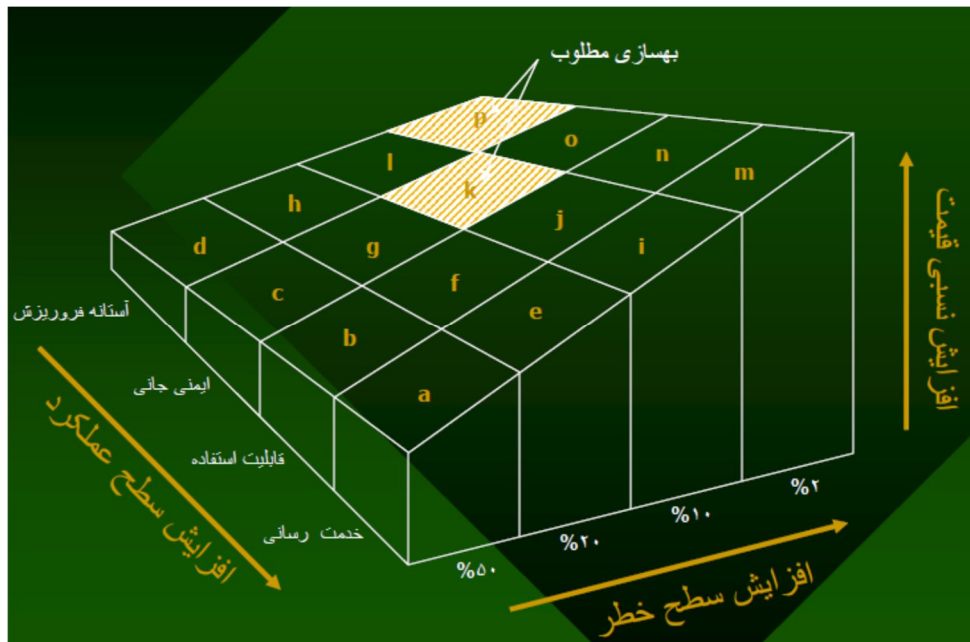
دسته بندی هدف بهسازی:

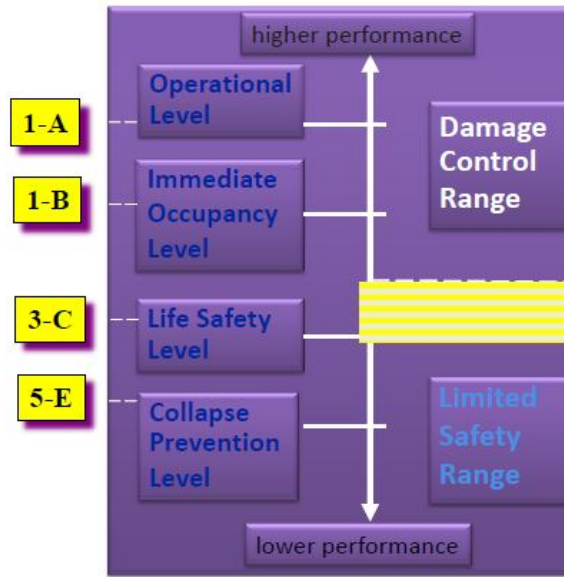
هدف بهسازی بر اساس **سطح خطر** و **سطح عملکرد ساختمان** فراهم می‌شود.

- بهسازی مینا
- بهسازی مطلوب
- بهسازی ویژه
- بهسازی موضعی
- بهسازی محدود

سطوح خطر احتمالی براساس دوره بازگشت

احتمال وقوع زلزله	دوره بازگشت
۵۰ درصد در ۵۰ سال	۷۲
۲۰ درصد در ۵۰ سال	۲۲۵
۱۰ درصد در ۵۰ سال	۴۷۵
۲ درصد در ۵۰ سال	۲۴۷۵





Non-structural Performance Levels	Structural Performance Levels/Ranges					
	S-1 Immediate Occupancy	S-2 Control Damage Range	S-3 Life Safety	S-4 Limited Safety Range	S-5 Collapse Prevention	S-6 Not Considered
N-A Operational	1-A Operation ^(FEMA) Fully Operational ^(VISION2000) OLS ^(DM2008)	2-A	N.R.	N.R.	N.R.	N.R.
N-B Immediate Occupancy	1-B Immediate Occupancy ^(FEMA) DI ^(EN1998) Operational ^(VISION2000)	2-B DLs ^(DM2008)	3-B	N.R.	N.R.	N.R.
N-C Life Safety	1-C	2-C	3-C Life Safety ^(FEMA) SD ^(EN1998) Life Safe ^(VISION2000) LLS ^(DM2008)	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards Reduced	N.R.	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Not Considered	N.R.	N.R.	N.R.	4-E	5-E Collapse Prevention ^(FEMA) NC ^(EN1998) Near Collapse ^(VISION2000) CPLS ^(DM2008)	N.R.

N.R.: Combination of structural/non-structural performance not recommended

جدول (۱-۲): سطح عملکرد کل ساختمان

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای						سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
لحاظ نشده (۶)	استانه‌ی فروریزش (۵)	ایمنی جانی محدود (۴)	ایمنی جانی (۳)	خرابی محدود (۲)	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (۱)	
*	*	*	*	A-2	خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1	خدمت‌رسانی بی‌وقفه (A)
*	*	*	B-3	B-2	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه B-1	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (B)
C-6	C-5	C-4	ایمنی جانی C-3	C-2	C-1	ایمنی جانی (C)
D-6	D-5	D-4	D-3	D-2	*	ایمنی جانی محدود (D)
نیازی به همسازي نیست.	استانه‌ی فروریزش E-5	E-4	*	*	*	لحاظ نشده (E)

* به دلیل وجود اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، این سطوح عملکرد برای ساختمان توصیه نمی‌شود.

برگه های ارزیابی اولیه ساختمان

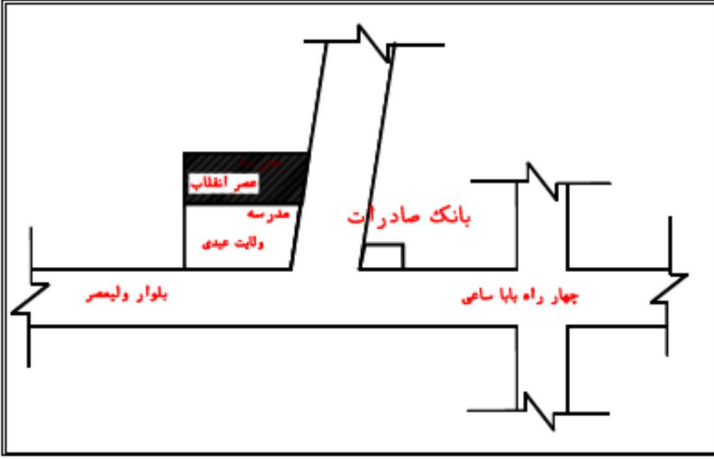
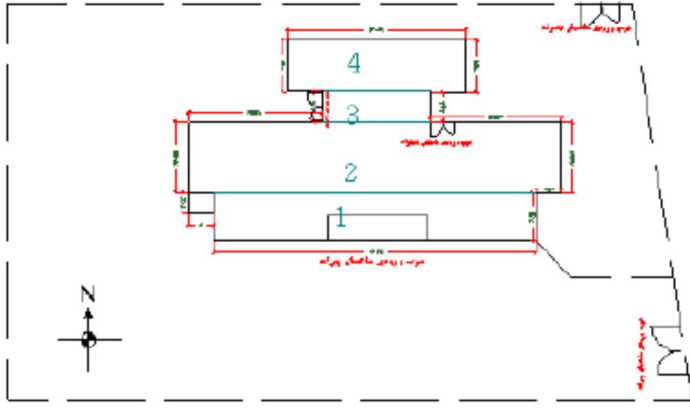
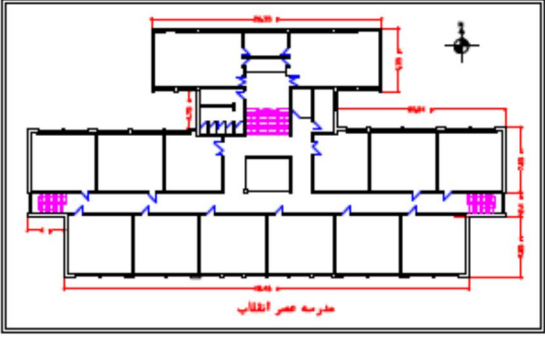
الف - اطلاعات عمومی ساختمان مدرسه ابتدائی عصر انقلاب

ردیف	نوع سوال	توضیح سوال
مشخصات ثبتی		
۱	آدرس	ارومیه- بلوار ولیعصر- نرسیده به چهارراه پاباسای-کوی نهم
۲	پلاک ثبتی	-
۳	منطقه شهرداری/بخشداری/دهداری	شهرداری منطقه ۲
۴	شهر/روستا	ارومیه
اطلاعات عمومی		
۵	تاریخ طراحی	
۶	تاریخ ساخت	حدوداً ۱۳۵۹
۷	نام مشاور	مشخص نیست
۸	نام ناظر	اداره نوسازی مدارس استان آذر بایجان غربی
۹	نام پیمانکار	بر اساس مدارک اولیه مشخص نیست.
۱۰	نوع اجرا	پیمانی
اطلاعات کلی		
۱۱	مشخصات هندسی ساختمان	نامنظم (جهت تعیین نامنظمی ساختمان مطابق پلان ارائه شده به ۴ قسمت مستطیلی تفکیک شده است)
۱۲	ابعاد ساختمان	قسمت ۱: ۷/۴ متر در ۴/۸ متر قسمت ۲: ۴/۶ متر در ۱/۶ متر قسمت ۳: ۱۰ متر در ۵/۵ متر قسمت ۴: ۷/۹ متر در ۲/۵ متر
۱۳	تعداد طبقات/ تعداد طبقه زیرزمین	۱ / ۲
	ارتفاع طبقات (به ترتیب)	۳/۶-۳/۵-۳/۶
	ارتفاع سازه از تراز پایه	۱۳/۳۵ متر
	سطح طبقات (به ترتیب)	۱۲۱۷-۱۲۱۷-۱۲۱۷-۰
	سطح بازشو در سقفها	۶۸.۰۴-۸۹.۹۱-۸۹.۹۱
	درصد بازشو در سقفها	۵.۴٪ -۷.۲٪ -۷.۲٪
کاربری اولیه	آموزشی	
کاربری فعلی	آموزشی	
تاریخ ساخت	حدوداً ۱۳۵۹	
۱۴	وضعیت نقشه های معماری	دارد
۱۵	وضعیت نقشه های سازه ای	دارد
۱۶	وضعیت نقشه های تاسیسات/برق	دارد
۱۷	موقعیت ساختمان	پر ازدحام
۱۸	نحوه استقرار ساختمان در زمین	۴ طرف آزاد
۱۹	اهمیت ساختمان (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰)	ساختمان با اهمیت زیاد

ب- محل ساختمان از نظر ساختگاه و پهنه بندی

ردیف	نوع سوال	توضیح سوال
۱	توپوگرافی	زمین مسطح
۲	فاصله از گسل	بالای ۵۰ کیلومتر
۳	سطح آب زیرزمینی	بیش از ۱۰ متر
۴	سابقه زمین لرزه در منطقه	دارد
۵	سابقه زمین لغزش در منطقه	ندارد
۶	سابقه روانگرایی در منطقه	ندارد
۷	نوع خاک (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰)	رسی تیپ III
۸	نوع منطقه از نظر لرزه خیزی (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰)	منطقه با خطر لرزه خیزی متوسط

ملاحظات دیگر:

	<p>پلان موقعیت و کروکی محل</p>
	<p>نحوه استقرار ساختمان در زمین و شکل هندسی آن</p>
	<p>پلان معماری (بدون مقیاس)</p>

ج- ضوابط و مقررات بکار رفته در ساختمان

توضیح سوال	نوع سوال	ردیف
احتمالاً آیین نامه ایمنی ساختمانها در برابر زلزله	آیین نامه های استفاده شده	۱
تا حدی مطابقت دارد (نقشه موجود یا تغییراتی در ابعاد اجرا گردیده است). مطابقت اجزای سازه ای بعد از سونداز ساختمان مشخص خواهد شد.	مطابقت اجرای ساختمان با نقشه های موجود	۲

ملاحظات دیگر:

د- مشخصات فنی ساختمان

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
سیستم سازه ای			
۱	نوع سیستم مقاوم ثقلی		قاب ساده فولادی با دیوارهای بنایی غیر مسلح جانبی
۲	نوع سیستم مقاوم جانبی در جهت طولی		دیوارهای بنایی غیر مسلح جانبی
۳	نوع سیستم مقاوم جانبی در جهت عرضی		دیوارهای بنایی غیر مسلح جانبی
۴	مسیر کامل انتقال بار جانبی از طبقات تا فونداسیون وجود دارد.	✓	
۵	در مسیر انتقال بار جانبی ناپیوستگی در دیافراگم بدلیل بازشوهای بزرگ وجود ندارد.	✓	
۶	در مسیر انتقال بار جانبی اتصال مناسب با ظرفیت کافی جهت انتقال برش دیافراگم به سیستم باربر جانبی وجود دارد.	؟	
۷	درجه نامعنوی (Redundancy) کافی در سیستم سازه ای وجود دارد. یا عبارتی در صورت گسیختگی یک المان سازه ای، پایداری کلی سازه حفظ می گردد.	✓	
پیگردندی سازه			
۸	طبقه نرم وجود ندارد.	✓	
۹	طبقه ضعیف وجود ندارد.	✓	
۱۰	سیستم بار جانبی در ارتفاع تغییر صفحه ندارد.	✓	
۱۱	نامنظمی در پلان وجود ندارد (پیش آمدگی یا تو رفتگی در یک راستای پلان کمتر از ۲۵٪ بعد پلان در آن راستا نمی باشد).	✓	
۱۲	نامنظمی در سیستم مقاوم جانبی در ارتفاع وجود ندارد (سختی در هر طبقه نسبت به طبقات مجاور خود بیش از ۳۰٪ تغییر ندارد).	✓	
۱۳	نامنظمی در جرم طبقات وجود ندارد (جرم موثر هر طبقه نسبت به طبقات مجاور خود کمتر از ۵۰٪ نسبت به طبقات مجاور خود تغییر نمی کند).	✓	
۱۴	پیچش زیاد به لحاظ آرایش نادرست اجزای مقاوم جانبی در پلان وجود ندارد.	✓	
۱۵	طول جلو آمده طره کمتر از حد مجاز می باشد.	✓	
۱۶	درز انقطاع کافی به میزان کافی حداقل برابر با ارتفاع سازه در نظر گرفته شده است.	NA	

ملاحظات دیگر:

د- مشخصات فنی

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
فونداسیون			
۱	نوع فونداسیون		فونداسیون تکی با شنازهای رابط
۲	نشست و یا جابجایی قابل ملاحظه در فونداسیون مشاهده نمی گردد.	✓	
۳	نشانه ای از خوردگی آرماتور در بتن، حمله سولفاتی، کنده شدن و یا فرسودگی بتن دیده نمی شود.	✓	
۴	ابعاد فونداسیون برای تحمل بارها در زلزله کافی می باشد.	؟	
۵	مقاومت برشی فونداسیون در تحمل برش زلزله کافی می باشد.	؟	
۶	شنازهای رابط برای تحمل نیروهای زلزله در پی های تکی و نواری وجود دارند.	✓	
۷	آرماتور حداقل در دو سرفه بالا و پایین فونداسیون به میزان $0.0018BH$ قرارداده شده است.	؟	

ملاحظات دیگر: ؟ = پس از انجام آزمایشها تعیین خواهد شد.

د- مشخصات فنی

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
دیافراگم ها			
۱	نوع سقف طبقات	تیرچه بلوک	
۲	مصالح بکار رفته در ساخت دیافراگم ها دارای کیفیت و مقاومت خوبی هستند.	؟	
۳	در سقف طاق ضربی فاصله تیر آهن ها کمتر از ۱ متر است.	NA	
۴	در سقف طاق ضربی تیر آهن ها بوسیله میلگرد حداقل به قطر ۱۴ یا تسمه معادل بصورت ضربدری به یکدیگر بسته شده اند طول مستطیل ضربدری شده کمتر از ۱/۵ برابر عرض آن است و مساحت تحت پوشش هر ضربدری کمتر از ۲۵ متر مربع است.	NA	
۵	در سقف طاق ضربی تیر آهن ها به گونه مناسبی به کلاف افقی اتصال دارند.	NA	
۶	در سقف تیرچه بلوک، تیرچه ها به نحو مناسبی به کلافها یا تیرها اتصال دارند.	؟	
۷	ضخامت بتن پوشش روی بلوکها حداقل ۵ سانتیمتر و میلگرد مورد استفاده در آن حداقل به قطر ۶ میلیمتر در فواصل حداکثر ۲۵ سانتیمتر در جهت عمود بر تیرچه ها قرار داده شده است.	✓	
۸	از کلاف عرضی (شناز مخفی) به عرض ۱۰ سانتیمتر در دهانه های بزرگتر از ۴ متر استفاده شده است.	✓	
۹	در سقفهای خرابایی با تعبیه مهاربندیهای قائم و افقی مناسب بین خرابها انسجام سقف تامین شده و انتقال نیروهای سقف به سیستم پاریر جانبی وجود دارد.	NA	
۱۰	مقاومت کششی کافی در محلهای پیش آمدگی یا تورفتگی یا سایر نامنظمی های دیافراگم وجود دارد.	✓	
۱۱	در اطراف بازشوها یا ابعاد بزرگتر از ۵۰ درصد بعد ساختمان تسلیحات کافی صورت گرفته است.	NA	
۱۲	طول بازشوها در مجاورت دیوارهای با مصالح بنایی کمتر از ۲/۴ متر است.	✓	
۱۳	دیافراگم در مجاورت دیوار برشی یا دهانه مهاربندی دارای بازشوی با ابعاد بزرگتر از ۲/۲۵ طول دهانه دیوار برش یا مهاربندی نیست.	NA	
۱۴	اتصال اعضای غیر سازه ای به دیافراگم مناسب است.	✓	
۱۵	انسجام کف و سقف به خوبی تامین شده است.	✓	
۱۶	عملکرد دیافراگمی کفها مناسب است.	✓	
۱۷	عملکرد دیافراگمی بام مناسب است.	✓	

ملاحظات دیگر:

و- اجزای غیر سازه ای

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
تیغه ها			
۱	در مناطق با لرزه خیزی شدید تیغه های مهار نشده ای از نوع بنایی غیر مسلح یا بلوکهای سفالی توخالی وجود ندارد.	✓	
۲	تیغه ها و شیشه های ثابت طوری طراحی شده اند که بتوانند تغییر مکان نسبی طبقه را تحمل کنند.	✓	
۳	تیغه ها در محل درزهای جدایی سازه ای توسط درزهای جداسازی لرزه ای از هم جدا شده اند.	NA	
۴	تیغه های داخلی ساختمان دارای اتصال کافی به قاب جهت تحمل نیروهای عمود بر صفحه تیغه می باشند.	؟	
۵	تیغه هایی که تا سقف ادامه دارند، در زیر سقف بطور مناسب مهار شده اند.	؟	
۶	لبه آزاد تیغه هایی که فقط تا زیر سقف کاذب ادامه دارند، توسط یک پروفیل فولادی افقی مناسب مهار شده اند.	؟	
۷	لبه آزاد عمودی تیغه هایی که به قاب یا تیغه متعامد متصل نشده اند، توسط یک پروفیل فولادی عمودی مناسب مهار شده اند.	؟	
۸	تیغه های خارجی توسط کلافهایی با فواصل مناسب به قاب متصل شده اند.	؟	
۹	تیغه های خارجی و داخلی در قابهای خمشی امکان تغییرشکلهای جانبی محور قاب را فراهم می آورند و یا با تعبیه درزهایی از قاب خمشی جداسازی شده اند.	✓	
۱۰	تیغه های خارجی ساختمان دارای اتصالات کافی به قاب جهت تحمل نیروهای عمود بر صفحه تیغه می باشند.	؟	
۱۱	کیفیت ملات در بین آجرهای دیوارهای خارجی و داخلی کاملاً مناسب است.	؟	
۱۲	در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر از کلافهای افقی استفاده شده است.	✓	
۱۳	در دیوارهای طویل در فواصل حداکثر ۴۰ برابر ضخامت دیوار یا ۶ متر از پشت پندها یا شنازهای قائم استفاده شده است.	✓	
سقف کاذب			
۱۴	سقفهای کاذب به خوبی به سازه سقف مهار شده اند.	NA	
۱۵	سقفهای کاذب معلق از جنس تخته های گچی یا پلاسترهای سیمانی و مواد مشابه نیستند.	NA	
۱۶	در پانلهای سقف کاذب از قطعات کاشی چیده شده استفاده نشده است.	NA	
۱۷	لبه های سیستم سقف کاذب از دیوارهای سازه ای جداسازی شده اند.	NA	
۱۸	سقف کاذب بطور پیوسته از محل درزهای لرزه ای عبور نکرده است.	NA	

ملاحظات دیگر: NA = (Not Applicable)

و- اجزای غیر سازه ای

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
پوشش نما و رو کارها			
۱۹	پوشش نما و روکارها بطور مناسبی به دیوارهای قاب بندی شده خارجی ساختمان برای تحمل نیروهای داخل و خارج صفحه مهار شده اند.	✓	
۲۰	رو کارهای از نوع صفحات سنگی یا مصالح بنایی (تظیر لایه نماسازی آجر سفال ۳ سانتی) بوسیله بستهای ضد زنگ در فواصل حداکثر ۶۰ سانتیمتری یا حداقل یک بست در هر ۰/۲۵ مترمربع به سیستم نگهدارنده پشتی مهار شده اند.	NA	
۲۱	در مواردی که پانلهای چند طبقه نما به دیوارگرم های کف و سقف مهار شده اند، اتصالات مهاری آنها تحمل تغییرمکان نسبی طبقات را دارد.	✓	
۲۲	شیشه های ساختمان بطور مناسبی از فریم ایزوله شده اند که تحمل تغییرمکان نسبی طبقه بدون خرد شدن را دارد.	✓	
۲۳	خسارت قابل توجهی در نما سازی دیوارهای پیرامونی ساختمان به دلیل تراوش آب یا تغییر شکلهای ناشی از تغییرات درجه حرارت وجود ندارد.	✓	
دست اندازها، جان پناه ها و دودکشها			
۲۴	دست اندازها و جان پناهها با مصالح بنایی غیر مسلح، ارتفاع آزادی بیش از ۲/۵ برابر ضخامتشان، از تراز بام قرار گرفته روی آن ندارند.	✓	
۲۵	کلیه دست اندازهای بتنی با نسبت ارتفاع به ضخامت بیش از ۲/۵ دارای آرماتورهای عمودی هستند.	NA	
۲۶	کلیه جان پناهها و دست اندازها و سایر قسمتهایی که بطور عمودی از بام ساختمان و یا بطور افقی از دیوارهای پیرامونی بصورت طره ای ادامه یافته اند، بخوبی به تکیه گاههایشان مهار شده اند.	✓	
۲۷	دودکشهای با مصالح بنایی غیرمسلح که نسبت ارتفاع به کوچکترین بعد مقطع آنها از دو بزرگتر باشد، وجود ندارد.	✓	
۲۸	دودکش ها به طور مناسبی به سقف مهار شده اند.	NA	
تاسیسات مکانیکی و برقی			
۲۹	نوع سیستم گرمایش	شوقاز	
۳۰	نوع سیستم سرمایش	ندارد	
۳۱	سوخت مصرفی	گاز شهری	
۳۲	کلیه تجهیزات و تابلوهای برقی روشنایی اضطراری و غیره برای تحمل نیروهای قائم و افقی زلزله بطور کامل مهار شده اند.	NA	
۳۳	جراغهای آویزان بطور مناسب مهار شده اند.	NA	
۳۴	تجهیزات امدادی و اضطراری طوری تعبیه شده اند که پس از وقوع زلزله قابل بهره برداری هستند.	✓	
۳۵	لوله های بزرگ موجود در سازه و متصل به آن در برابر نیروهای زلزله وارده مهار شده اند.	NA	
۳۶	دستکهای نگه دارنده لوله ها دارای مهار و مقاومت کافی هستند.	NA	
۳۷	سوراخ عبور لوله ها از دیوارها حداقل دارای قطری بیش از ۵ سانتیمتر نسبت به قطر لوله ها هستند.	✓	
۳۸	لوله ها و داکتها از محل درزهای لرزه ای سازه با استفاده از اتصالات انعطاف پذیر عبور نموده اند.	NA	

ملاحظات دیگر:

و- اجزای غیر سازه ای

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
تجهیزات و وسایل داخلی اتاق			
۳۹	ففسه ها، مخازن، فایلها و کتابخانه ها با نسبت ارتفاع به عرض بیش از ۳ به کف و دیوارها و دیوارها مهار شده اند.	✓	
۴۰	ففسه هایی که در کنار یکدیگر قرار دارند به یکدیگر متصل شده اند.	✓	
۴۱	کامپیوترها، تلویزیون ها و ... در مقابل واژگونی مهار شده اند.	✓	

ملاحظات دیگر:

و-سیستم ایمنی ساختمان

ردیف	نوع سوال	درست	نادرست
راههای دسترسی و ایمنی ساختمان			
۱	تعداد ساکنین		حدوداً ۱۰۰۰ نفر
۲	ساختمان دارای خروجی اضطراری می باشد.	✓	
۳	در هنگام وقوع بحران، راههای خروجی اضطراری، جوابگوی نیروهای موجود می باشند.	✓	
۴	در صورت تخریب ساختمان راه دسترسی به آن وجود دارد.		✓
۵	کلیه قطعات نما، سر درب ورودی، و سایر قسمتهایی که در روی راههای خروجی ساختمان قرار دارند، بطور مناسبی به سازه مهار شده اند.	✓	
۶	سقفهای کاذب از نوع لوح های خشکه چینی و کاشی ها که در خروجیها و یا سرسراها بکار رفته اند با بستهای خاص مهاربندی شده اند.		NA
۷	در راه پله ها هیچگونه لوله گذاری یا تجهیزات غیر ضروری برای ایمنی جانی وجود ندارد.	✓	
۸	سیستم اطفاء حریق وجود دارد.	✓	
۹	سیستم اعلام حریق وجود دارد.	✓	
۱۰	در ساختمان پله خور وجود ندارد.	✓	
۱۱	محل استقرار برق اضطراری در خارج ساختمان قرار دارد.		NA

ملاحظات دیگر:

روش طراحی بر اساس نیرو

الف) تخمین ابعاد اعضا و در ادامه سختی ارتجاعی.

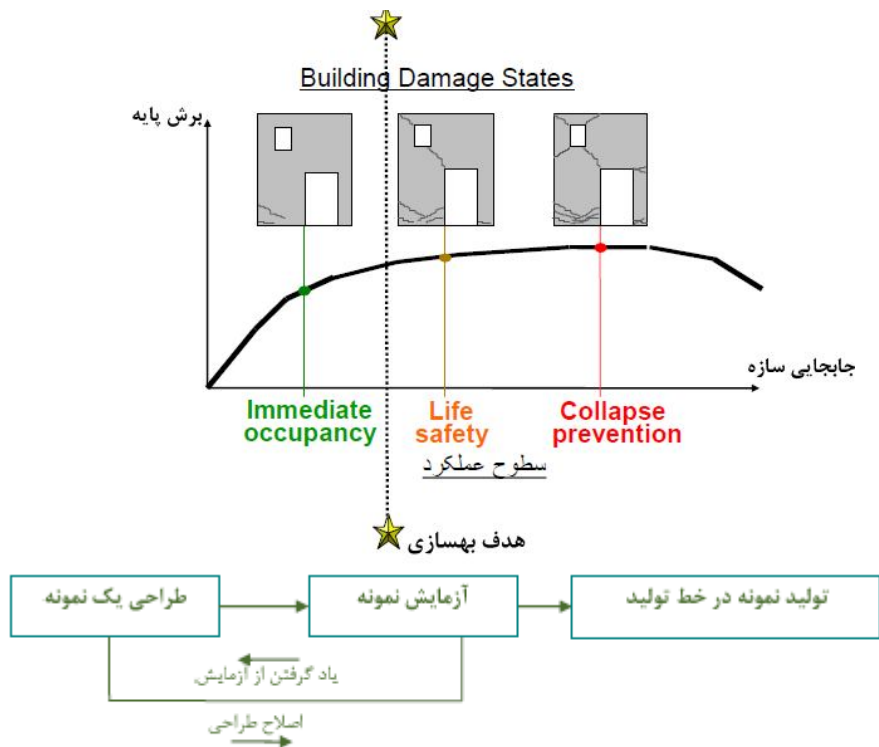
ب) تخمین پیوند سازه ای سیستم.

ج) بدست آوردن شتاب پاسخ ارتجاعی حداکثر از روی پیوند سازه ای و طیف طراحی شتاب ارتجاعی، طیف انتخابی اساساً تابعی از تاریخچه لرزه خیزی منطقه و خصوصیات خاک ساختگاه می باشد (B).

د) بکار بردن شتاب حداکثر برای بدست آوردن نیروهای طراحی (A).

ه) کاهش نیروهای طراحی با استفاده از ضریب کاهش نیرو (R).

و) کنترل تغییر مکان ها (Drift).



روش طراحی بر اساس عملکرد

سطوح عملکرد ساختمان						سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
لحاظ نشده S 6	آستانه فروریزش S 5	ایمنی جانی محدود S 4	ایمنی جانی S 3	خرابی محدود S 2	قابلیت استفاده بی‌وقفه S 1	
*	*	*	*	A-2	خدمت رسانی بی‌وقفه A-1	خدمت رسانی بی‌وقفه N-A
*	*	*	B-3	B-2	قابلیت استفاده بی‌وقفه B-1	قابلیت استفاده بی‌وقفه N-B
C-6	C-5	C-4	ایمنی جانی C-3	C-2	C-1	ایمنی جانی
D 6	D 5	D 4	D 3	D 2	*	ایمنی جانی محدود N-D
نیازی به پهسازی	آستانه فروریزش E-5	E-4	*	*	*	لحاظ نشده N-E

سطح عملکرد ساختمان				سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
آستانه فروریزش (E-5)	ایمنی جانی (C-3)	قابلیت استفاده بی‌وقفه (B-1)	خدمت رسانی بی‌وقفه (A-1)	
شدید	متوسط	کم	بسیار کم	خسارت کلی ساختمان
سختی و مقاومت باقیمانده ناچیز و بی ستونها و دیوارها عمل می‌کنند. تغییر شکل‌های ماندگار زیاد است. دیوارها ودست‌اندازهای مهار نشده گسیخته می‌شوند. ساختمان در آستانه فروریزش است.	سختی و مقاومت باقیمانده در تمام طبقات وجود دارد سیستم باربر ثقلی عمل می‌کند. خارج از صفحه آنها رخ نمی‌دهد. تغییر شکل ماندگار در سازه وجود دارد.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییر شکل ماندگار و ترک‌خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود.	سختی و مقاومت اعضا تقریباً تغییری نمی‌کند. تغییر شکل ماندگار و ترک خوردگی در اعضا ایجاد نمی‌شود.	اعضای سازه‌ای
خرابی گسترده در اعضای غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود.	از خطرات فروریزش اشیا جلوگیری می شود اما بسیاری از تاسیسات ساختمان و عناصر معماری صدمه می‌بینند.	اسانسورها قابل استفاده مجدد باقی می‌مانند. تجهیزات اتفاء حریق قابل استفاده هستند. تاسیسات ساختمان دچار خرابی ناچیز می‌شوند به گونه‌ای که با تعمیر جزئی قابل استفاده می‌شوند.	تمام سیستم‌های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می‌مانند. دیوارهای داخلی و تما و سقفها ترک نمی‌خورند. خرابی‌های ناچیز ایجاد شده و سیستم تاسیسات و برق رسانی فعال باقی می‌مانند.	اعضای غیر سازه‌ای

سطح عملکرد ساختمان			نوع عضو و تغییر مکان	نوع سازه
استانه فرو ریزش (S-5)	ایمنی جانی (S-3)	قابلیت استفاده بی وقفه (S-1)		
مانند اعضای اصلی	- تابیدگی زیاد در تیرها و ستونها - گسیختگی متعدد در اتصالات خمشی (اتصالات برشی سالم می‌مانند)	- مانند اعضای اصلی	اعضای غیر اصلی	قاب خمشی فولادی
5 درصد	2/5 درصد	7 درصد	تغییر مکان جانبی گذرا	
5 درصد	1 درصد	ناچیز	تغییر مکان جانبی ماندگار	
- تسلیم، با کماتش یا گسیختگی بسیاری از مهاربندها - گسیختگی اتصالات مهاربندها	- تسلیم یا کماتش بسیاری از مهاربندها در حالیکه هنوز باربری دارند - خرابی تعدادی از اتصالات	- تسلیم یا کماتش جزئی مهاربندها	اعضای اصلی	قاب فولادی مهاربندی شده
مانند اعضای اصلی	مانند اعضای اصلی	مانند اعضای اصلی	اعضای غیر اصلی	
2 درصد	1/5 درصد	5 درصد	تغییر مکان جانبی گذرا	
2 درصد	5 درصد	ناچیز	تغییر مکان جانبی ماندگار	

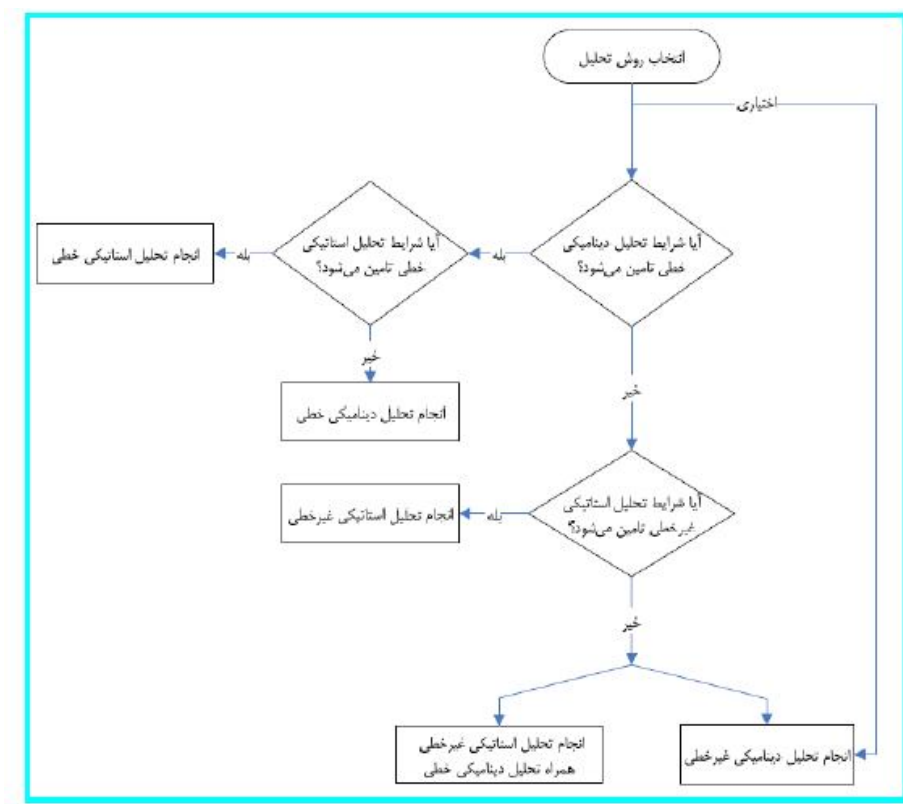
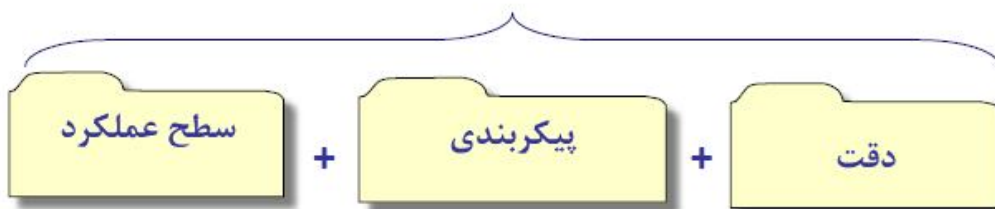
سطح عملکرد اعضای سازه‌ای			عضو سازه‌ای
استانه فرو ریزش (S-5)	ایمنی جانی (S-3)	قابلیت استفاده بی وقفه (S-1)	
- اعوجاج و کماتش گسترده در دیافراگم - پاره شده جوشهای اتصال قطعات به یکدیگر	- گسیختگی موضعی جوشهای اتصال دیافراگم به قاب و به یکدیگر - کماتش جزئی موضعی دیافراگم	- اتصال دیافراگم به قاب بدون خرابی - اعوجاج کم در دیافراگم	دیافراگم عرشه فولادی
- ترکهای گسترده همراه با جابجایی قابل ملاحظه در محل ترکها	- ترکهای گسترده با عرض کمتر از 6 میلیمتر - خرد شدن موضعی دیافراگم	- ترکهای موئین پراکنده - ترکهای موضعی با عرض کوچکتر از 3 میلیمتر	دیافراگم بتنی
- گسیختگی اتصال بین قطعات - جابجایی قطعات نسبت به یکدیگر - خرابی در محل اتصالات	- ترکهای گسترده با عرض کمتر از 6 میلیمتر - خرد شدن موضعی دیافراگم	- ترکهای جزئی در محل اتصالات	دیافراگم پیش ساخته

سطح عملکرد اعضای غیر سازه‌ای				عضو
ایمنی جانی محدود (N-D)	ایمنی جانی (N-C)	قابلیت استفاده بی وقفه (N-B)	خدمت رسانی بی وقفه (N-A)	
- خرابی گسترده - ترکهای بزرگ	- خرابی گسترده - ترکهای بزرگ	- ترک به عرض کمتر از 1/5 میلیمتر در بازشوها - خرابی موضعی و جزئی در گوشه‌ها	- ترک به عرض کمتر از 1/5 میلیمتر در بازشوها - خرابی موضعی و جزئی در گوشه‌ها	دیوارهای داخلی، تیغه‌بندی
- خرابی گسترده - افتادن پانل - ترک در سقفهای سخت	- خرابی گسترده - افتادن پانل - ترک در سقفهای سخت	- خرابی جزئی به هم ریختن پانل‌های مجزا از یکدیگر - افتادن بعضی پانل‌ها - ترک در سقفهای سخت	- خرابی ناچیز - جابجایی پانل‌های مجزا از یکدیگر - ترک در سقفهای سخت	سقفها
- خرابی گسترده - ریزش در محلهای کم ازدحام	- خرابی گسترده - ریزش در محلهای کم ازدحام	- خرابی جزئی	- خرابی جزئی	دیوار دست انداز
- خرابی گسترده بدون فرو ریختن	- خرابی گسترده بدون فرو ریختن	- خرابی جزئی	- خرابی ناچیز	دودکش‌ها
- خرابی گسترده - غیر قابل استفاده	- ترک در دال کف - قابل استفاده	- خرابی جزئی	- خرابی ناچیز	پله‌ها
- خرابی گسترده - تعداد زیادی از درها تاب بر می‌دارند	- خرابی گسترده - بعضی درها تاب بر می‌دارند	- خرابی جزئی - قابل استفاده	- خرابی جزئی - قابل استفاده	درها

سطح عملکرد اعضای غیر سازه‌ای				عضو
ایمنی جانی محدود (N-D)	ایمنی جانی (N-C)	قابلیت استفاده بی وقفه (N-B)	خدمت رسانی بی وقفه (N-A)	
- اکثراً غیر فعالند - روی تکیه‌گاهها جابجا می‌شوند - جابجا یا واژگون می‌شوند - تجهیزات آویزان می‌افتند	- روی تکیه‌گاهها جابجا می‌شوند - کانالها و لوله‌های متصل جدا شده اما فرو نمی‌ریزند	- اکثراً فعالند اگر منبع انرژی تامین گردد	- فعال - منبع انرژی در شرایط اضطراری تامین است	تأسیسات HVAC
- روی تکیه‌گاهها جابجا یا واژگون می‌شوند - تجهیزات حساس غیر فعال می‌شوند - تجهیزات سنگین نیاز به تنظیم موقعیت و اتصالات دارند	- روی تکیه‌گاهها جابجا می‌شوند - تجهیزات واژگون نمی‌شوند - برای راهاندازی نیاز به تنظیم دارند	- اکثراً فعالند اگر منبع انرژی تامین گردد	- فعال - منبع انرژی تامین است	تجهیزات ساخت
- از اتصالات جدا می‌شوند - بعضی کانال‌ها می‌افتند	- از اتصالات جدا می‌شوند - بعضی کانال‌ها می‌افتند	- خرابی جزئی در اتصالات اما قابل استفاده	- خرابی ناچیز	کانال‌ها
- خرابی بعضی اتصالات - خرابی بعضی تکیه‌گاهها - فرو ریختن بخشی از لوله‌ها	- خرابی جزئی در اتصالات همراه با تراوش - خرابی بعضی تکیه‌گاهها بدون فرو ریختن لوله‌ها	- تراوش از بعضی اتصالات	- خرابی ناچیز	لوله‌ها
- حس کننده‌های متصل به سقف ممکن است خراب شده و غیر فعال شوند	- حس کننده‌های متصل به سقف ممکن است خراب شده و غیر فعال شوند	- فعال	- فعال	سیستم تشخیص و اعلام حریق

سطح عملکرد اعضای غیر سازه‌ای				عضو
ایمنی جانی محدود (N-D)	ایمنی جانی (N-C)	قابلیت استفاده بی وقفه (N-B)	خدمت رسانی بی وقفه (N-A)	
<ul style="list-style-type: none"> - بعضی چراغها می افتند - منبع انرژی ممکن است قطع شود 	<ul style="list-style-type: none"> - بعضی چراغها می افتند - انرژی ممکن است از طریق ژنراتور اضطراری تامین شود 	<ul style="list-style-type: none"> - فعال 	<ul style="list-style-type: none"> - فعال 	روشنایی
<ul style="list-style-type: none"> - جابجایی یا واژگونی روی تکیه گاهها - قطع اتصالات ژنراتورهای دیزلی - فعال نمی شوند 	<ul style="list-style-type: none"> - جابجایی روی تکیه گاهها - بعضی ممکن است فعال نباشند - منبع انرژی اضطراری فعال شود 	<ul style="list-style-type: none"> - اکثراً فعال - انرژی ممکن است از طریق ژنراتور اضطراری تامین شود - منبع انرژی ممکن است برای تامین بخشی از نیازها باشد 	<ul style="list-style-type: none"> - فعال - در صورت نیاز شامل منبع انرژی اضطراری 	سیستم توزیع برق

انتخاب روش تحلیل ساختمان



طرح تقویت سازه فضاکار هایپرمارکت در اصفهان

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه

سازه فضاکار اشاره به سیستم های سازه ای دارد که هر سه بعد را در بر می گیرد. این واژه در مقابل سازه های مسطح مانند خرپای مسطح است که بیش از دو بعد را در بر نمی گیرد. در سازه های مسطح، بار های مسطح همانند بارهای داخلی همگی در یک صفحه قرار دارند که همان صفحه سازه مدل، چه در حالت بدون بار و چه در حالت با بار و تغییر شکل یافته است. در مورد سازه های فضاکار، مجموعه سازه، بار خارجی، نیروهای داخلی و جابه جایی های سازه به خارج از یک صفحه گسترش می یابد. به سازه ای که اصولاً رفتار سه بعدی داشته باشد، به طوری که به هیچ ترتیبی نتوان رفتار کلی آن را با استفاده از یک یا چند مجموعه مستقل دوبعدی تقریب زد، سازه فضاکار نامیده می شود. با این تعریف طیف وسیعی از سازه ها یعنی حتی برخی از قوس ها و گنبد های آجری گذشته نیز جزو سازه های فضاکار محسوب می شوند، اما در اینجا منظور سازه های سه بعدی خاص هستند که معمولاً دارای اعضای مستقیم با اتصالات صلب یا مفصلی می باشند

سازه های فضایی اشکال بسیار گوناگونی به انواع آن افزوده شده که دارای طبقه بندی جامع ذیل است:

۱- داربستهای اسکلتی (Skeleton Frameworks)

۲- سیستمهای پوسته تحت تنش (Stressed Skin Systems)

۳- سازه های معلق (Suspended Structures)

۴- سازه های هوای فشرده (Pneumatic)

سازه های فضایی بعلا پخش نیرو در جهات مختلف از استحکام توام با سبکی استثنایی برخوردار می یابد. به نحوی که وزن آنها ۳۵٪ از سازه های متداول کمتر است و بعلا استفاده حداکثر از سیستم پیش ساختگی از سرعت ساخت و نصب بیشتری برخوردار می باشد و بعلا یکپارچگی میتوان کلیه سازه و تأسیسات مربوطه را در تراز زمین سوار کرده و سپس سقف را بالا برده و نصب کرد. سازه فضایی با گسترش فضای باز بدون ستونها مترادف است که این امر راندمان فضا را بسیار بالا می برد (تا ۲۵٪). و این گسترش در هر دو بعد براحتی میسر است شکل منظم سازه های فضایی نمای خوش آیندی را عرضه می دارد که به لحاظ معماری با ارزش می باشد و از این روست که بسیاری از معماران در سالنها و مراکز اجتماعات و غیره از سقف کاذب استفاده نکرده و خود سازه را به نمایش می گذارند

مزایای سازه های فضاکار

۱- تقسیم بار ۲- نصب تأسیسات با استفاده از فضای بین دو لایه برای عبور تأسیسات مکانیکی و برقی

۳- مقاومت: فرورپختن برخی از اعضا و بخشی از سازه منجر به فرو ریختگی کلی نمی شود

۴- اجزای مدولار: برپایی اجزای پیش ساخته سازه ای با ابعاد بسیار دقیق و با کیفیت مطلوب

۵- آزادی در انتخاب محل تکیه گاهها: آزادی عمل معماری ۶- هندسه منظم

۷- سهولت نصب ۸- پوشش دهانه وسیع

معایب و محدودیت های شبکه های فضاکار

۱- هزینه: هزینه در سازه های دهانه کوچک در مقایسه با سیستمهای دیگر بالا است

۲- هندسه منظم ۳- زمان نصب: تعداد و پیچیدگی گره ها منجر به طولانی شدن زمان نصب می گردد

۴- مقاومت در برابر آتش سوزی پایین ۵- انتخاب نادرست قطعات مربوطه

بررسی سازه های فضا کار براساس

- شکل هندسی (تخت-چیلیکی-گنبدی) - نسبتهای هندسی (خیز به دهانه و ...)

- بافتار ۲سویه و ۳ سویه - تعداد لایه - نوع اتصال

- نوع اعضای محوری و خمشی و خواص مقاومت کششی-فشاری-خمشی

- مقاومت پس کمانش، شکل پذیری، کاهندگی و رفتار پسماند

- خصوصیات دینامیکی زیر سازه یا تکیه گاه و میرایی سازه

- خواص پس از کمانش سازه

انواع اجرای سازه فضایی

سازه های فضاکار شبکه ای

الف - شبکه های تخت تک لایه ب - شبکه های تخت دو و چندلایه
پ - چلیکهای تک لایه، دولایه و چندلایه ت - گنبد های تک لایه، دولایه و چندلایه
ث - سایر شبکه های تک لایه و چندلایه باریکتهای گوناگون ج - برجها و دودکشهای شبکههای
چ - سازههای کش بستی ح - سازههای شبکههای تاشو خ - سازههای کابلی

سازه های فضاکار پیوسته

الف - سازههای حجیم ب - تاوهها و پوسته ها پ - سازههای پاشامی

سازه های فضاکار شبکه ای

شبکه، یک نظام سازه ای است که یک یا چند لایه مسطح از عناصر را در بر می گیرد. یک شبکه یک لایه یا شبکه تخت، آرایشی از تیرهادریک صفحه است که به صورت صلب، به یکدیگر بسته شده اند. سیستم بار خارجی وارد بر شبکه تخت، شامل نیروهای عمود بر صفحه شبکه ویا لنگرهایی است که محور آنها در صفحه شبکه قرار می گیرد. دلیل طبقه بندی شبکه تخت در زمره سازه های فضا کار این است که، بارها و جابه جایی ها در صفحه شبکه قرار نمی گیرند

اجزای سیستم پیونده ای :

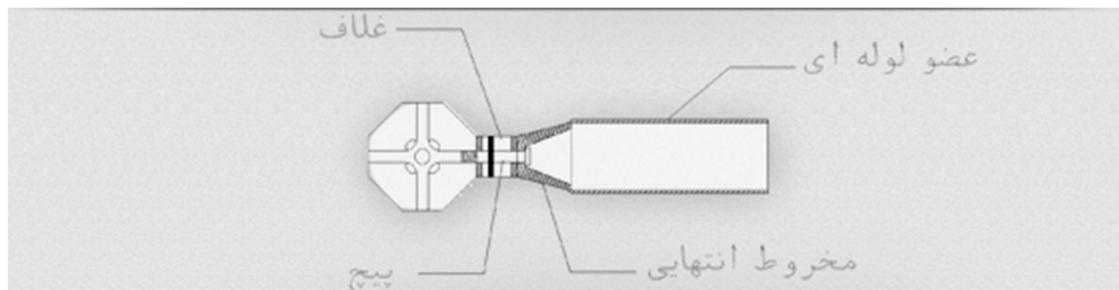
گوی : یک کره فولادی توپر می باشد که به روش کوبن کاری و از فولاد CK45 به صورت کره کامل یا چند وجهی تولید شده و جهت ارتباط بین اعضای سه بعدی استفاده می شود . در سازه فضایی ، گوی ها باعث می شوند که خود و اعضای مربوطه شان در یک موقعیت ثابت قرار بگیرند و باعث ایجاد تعاون بین نیروهای اعضای سازه می شوند .
گوی ها دارای سوراخ هایی می باشند که عضو های سازه بر روی این سوراخها (که دارای سطح ماشین کاری شده می باشند) قرار گرفته و پیچ می شوند . در گوی های ویژه سر ستون ، قسمتی از آن به صورت استوانه ای (یا مخروطی) و قسمتی به صورت کروی (نیم کره) می باشند.

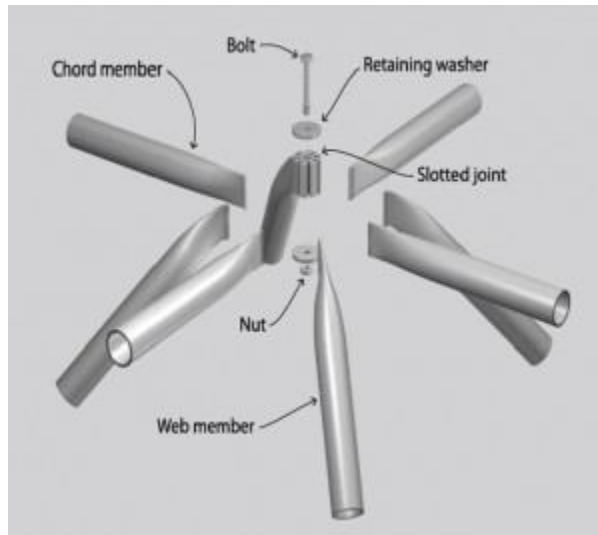
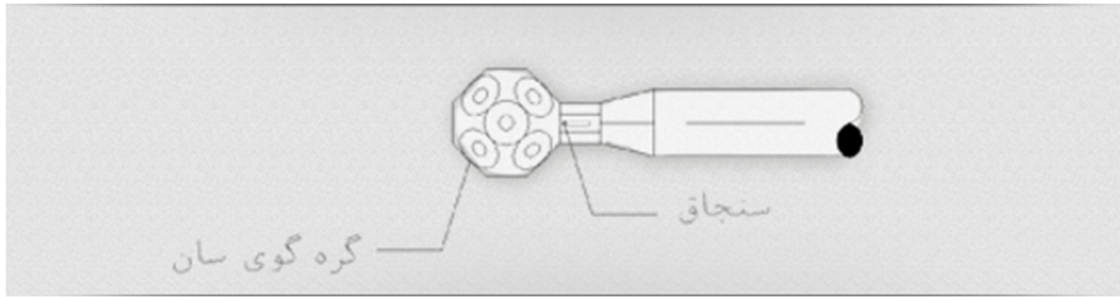
بشقابک : مخروطی که به روش کوبن کاری و از جنس ST37 یا ST52 تولید شده و در محل اتصال المان به گوی از این قطعه مخروطی شکل فولادی استفاده می گردد . این قطعه مخروطی که به لوله جوش می شود دارای دو نوع رفتار (کششی و فشاری) می باشد .

لوله : عضو دیگر سازه ، لوله می باشد که جهت تحمل نیروهای محوری به کار رفته و دو انتهای آن به وسیله دو قطعه مخروطی که اتصال آن را با سایر قطعات امکان پذیر می سازد ، جوش می شود .

پیچ : پیچ ها همگی خشکه ، از کلاس ۸،۸ یا ۱۰،۹ می باشد و در سایزهای متفاوتی استفاده می شوند . پیچ ها یک اتصال جدانشدنی بوده و جهت انتقال نیرو از آنها کمک گرفته می شود .

اسلیو : قطعه ای مشابه با شکل مهره است که جهت محکم نمودن پیچ ها در داخل گوی استفاده می شود . علاوه بر آن ، اسلیوها در المانهای فشاری ، رفتار سازه ای داشته و به همین لحاظ باید جنس آنها از گروه CK باشد (پیوست ۲ آیین نامه)





اتصالات در سازه های فضاکار معرفی گردیده اند که عبارتند از:

- ✓ سیستم اتصال گوی سان
- ✓ سیستم سوکتی
- ✓ سیستم صفحه ای

انواع اتصالات سازه فضا کار

- اتصالات گرهی MERO - اتصالات گرهی استوانه‌های ZK
- اتصالات گرهی صفحه-دیسک TK - اتصالات گرهی نیم کره توخالی NK
- اتصالات گرهی بلوک BK - اتصال گوی سان کشویی
- اتصال اصطکاکی و جوشی - سیستم Space Deck
- اتصال Teriodetic - اتصال Octa tube
- سیستم مدولار و واحدی - سیستم Nodus

اتصالات گرهی MERO

در سال های اخیر، MERO چهار اتصال گرهی جدید معرفی کرده است که برای سازه های فضا یی تک لایه و پوسته گونه مناسب است. این اتصالات عبارتند از:

- * اتصال گرهی استوانه ای ZK
- * اتصال گرهی صفحه - دیسک TK
- * اتصال گرهی نیمکره توخالی NK
- * اتصال گرهی بلوک BK

اتصال سیستم مرو

مرو (MERO) از مجموعه گره های کروی توپر (KK)

سیستم مرو که زیر مجموعه سیستم پیونده گوی سان (Nodular systems) می باشد ، اولین بار توسط شرکت مرو آلمان در سال ۱۹۴۲ طراحی و به صورت تجاری عرضه شده است . این سیستم شامل کره فولادی از جنس CK45 است که نقش اصلی آن در **سازه های فضاکار** ، به هم پیوستن اعضا و انتقال بین اعضا متصل شونده به آن پیونده (گویی) می باشد .

در این سیستم (و اکثر سیستم های گوی سان) ، اعضای به شکل لوله ای بوده و محورهای مرکزی آنها از مرکز پیونده عبور می نماید ، که این اعضا و پیونده ها به طور مجزا در کارخانه تولید شده و سپس در محل پروژه با اتصال اعضا به پیونده ها ، شبکه **سازه فضایی** بر پا می شود

سیستم کاتروس

(CATRUS) سیستم کاتروس

سیستم کاتروس یکی از انواع **سازه های فضایی** است که از مجموعه گره های تک پیچ و مهره ای می باشد اولین بار در اسکاتلند ابداع گردید.

در **سیستم کاتروس** همه اعضا از لوله یا پروفیل تشکیل شده و معمولا برای دهانه های بین ۵ تا ۱۲ متر استفاده می شود در این سیستم به اعضا اتصالی کمتری در مقایسه با **سیستم مرو** نیاز است به همین لحاظ در شرایط مشابه از قیمت مناسب تر در مقایسه با سایر سیستم ها برخوردار است.

در این سیستم ، اعضای مهاري جان ، مقاطع لوله ای هستند که در هر انتها پانچ و خم شده و اعضای اصلی در طول های متناسب با ابعاد شبکه خرپای فضایی تولید شده و در نقاط مناسب متصل می شوند . در **سیستم کاتروس**، برخی اعضا (خصوصا اعضای لایه میانی) مرکز مقطع عضو بطور مستقیم از مرکز گره عبور نموده و منجر به ایجاد ممان خمشی جزئی در این اعضا می شود و لذا این سیستم برای دهانه های بزرگ توصیه نمیگردد .

سیستم یونی بت

سیستم یونی بت (UNIBAT) از مجموعه اتصالات منشوری (هرمی - تک واحدی)

سیستم یونی بت که برای اولین بار در انگلستان ابداع شده از واحد های هرمی تکرار شونده تشکیل شده بطوریکه این هرم های معکوس با قاب های صلب مدول های استاندارد، **سیستم یونی بت** را در لایه فوقانی و میانی تشکیل داده و در گوشه ها با استفاده از پیچ های فولادی با مقاومت کششی بالا به یکدیگر متصل می شوند این هرم ها تشکیل دهنده شبکه برای اطمینان از درستی ابعاد و کیفیت جوش جداگانه در کارخانه تولید شده و با اتصال آنها به یکدیگر در محل پروژه شبکه **سازه فضایی** احداث می گردد هر واحد از چهار عنصر فوقانی (قاب مربعی در قاعده هرم) چهار عضو جان (مهاری) و پنج قطعه پیوند ه ای (بصورت کوبن کاری) در چهار گوشه هرم و راس آن تشکیل شده که در آنها مقاطع قوی تر برای تطابق با نیروهای برشی بزرگ تری که در اطراف ستونهای **سازه فضاکار** ظاهر می شود به کار می روند پس از مونتاژ با **سیستم یونی بت** یک شبکه لوزی روی مربع ایجاد می شود

سیستم تریودتیک

سیستم تریودتیک (Triodetic) در سال ۱۹۵۳ توسط شرکت کانادایی توسعه داده شد. این سیستم در اصل از قطعات آلومینیوم ساخته شده است و در سال ۱۹۶۶ اعضای فولادی نیز شامل شد.

اجزا آن از اتصالات شکاف ، اعضای لوله ، نگهدارنده واشر و پیچ و مهره تشکیل یافته است. اتصال با شکاف های شبکه به عنوان یک بیرون آمدگی آلومینیومی تولید شده است. نمایه های اتصال تا آنجا مورد توجه است که انواع زیادی از پیکربندی ها در سیستم وجود دارد و همچنین موقعیت های شکاف های شبکه پیرامون هر اتصال می تواند بر طبق هندسه سازه ترتیب بندی شود. به علاوه سایز در شکاف های شبکه ، روی سایز اعضا وجود دارد.

هر از نوع مقطع اعضا می تواند با **سیستم تریودتیک (Triodetic)** جای گیرد.

یک انتهای تیرپی به وسیله عملیات پرسکاری آماده می شود. در یک ضربه تکی فرم های انتهایی سکه ای و برش های اعضا به طول نیاز دارد.

در انتهای عضو یک نری دارد که در شکاف اتصال جای می گیرد.
 زمان نصب، انتهای اعضا بوسیله ی چکش های سبک در داخل اتصالات جای می گیرد.
 پس از اتصال تمام اعضا، واشرهای محافظ دو سمت اتصال قرار گرفته و بوسیله ی یک پیچ در مرکز سوراخ اتصال سفت می شود تا از بیرون زدگی اعضا جلوگیری کند.

دو مزیت اصلی سیستم **تریودتیک (Triodetic)** عبارت است از:

۱- هزینه نسبی کم اتصالات با امکان متصل شدن بسیاری از اعضا در فضا به آنها

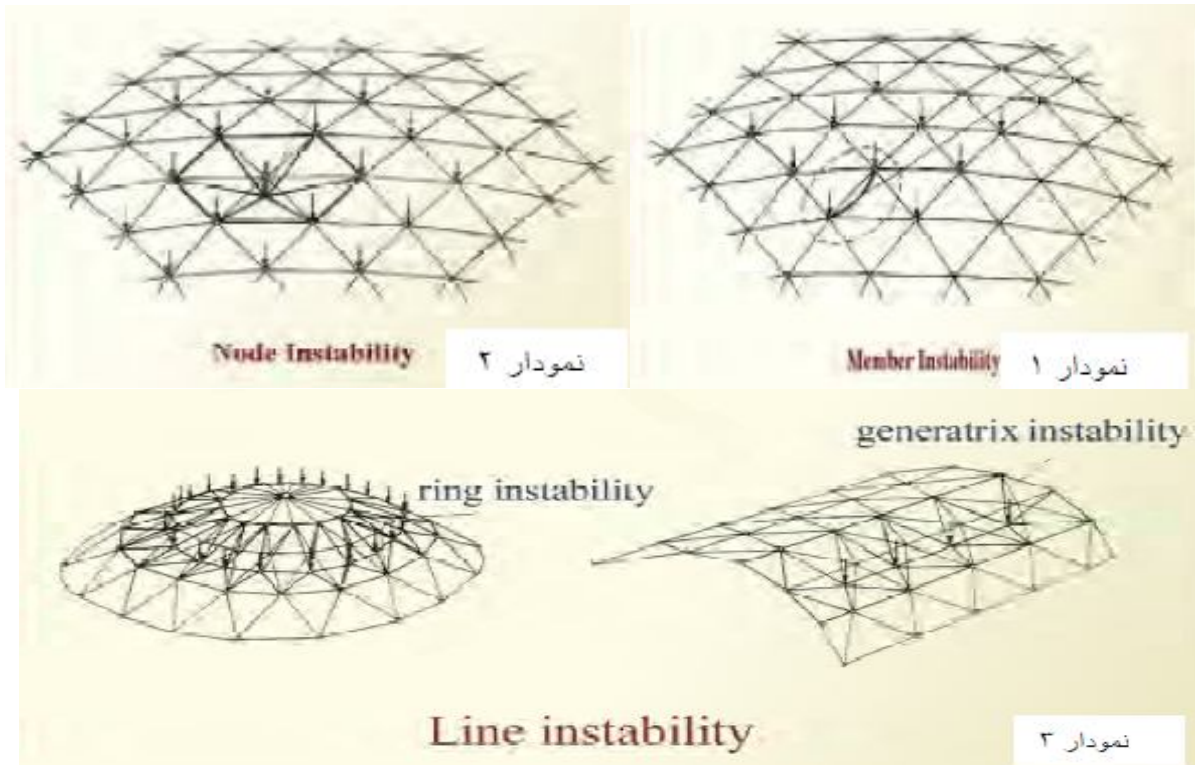
۲- هزینه های نصب و مونتاژ کم یا در بسیاری موارد به داربست نیاز ندارد.

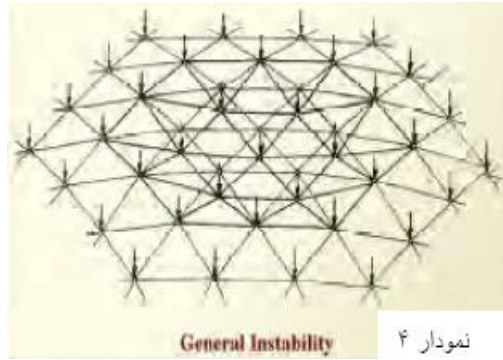
اعضای سیستم **تریودتیک (Triodetic)** سبک هستند و می تواند در محل مونتاژ شود و سازه در بیشتر موارد خود نقش داربست را نیز دارد.

محصولات سیستم **تریودتیک (Triodetic)** بر اساس "عرضه تنها" و "عرضه و نصب" فروخته می شوند. در عرضه تنها یک سرپرست کار، کارگران محلی گرفته شده به وسیله ی کارفرما را جهت مونتاژ و نصب سازه هدایت می کند. جایی که هزینه های کارگر بالاست بخش های مونتاژ شده شده **سازه فضایی** به جای اجزای مجزا به محل حمل می شوند. مونتاژ سیستم **تریودتیک (Triodetic)** به مهارت بسیار کمی احتیاج دارد زیرا اتصال اعضا کاملا مکانیکی می باشد.

مود های ناپایداری در سازه فضاکار به صورت زیر می باشد:

- * ناپایداری عضوی (Member Instability):
- * ناپایداری گرهی (Node Instability):
- * ناپایداری در امتداد محور (Line Instability):
- * ناپایداری عمومی (General Instability):

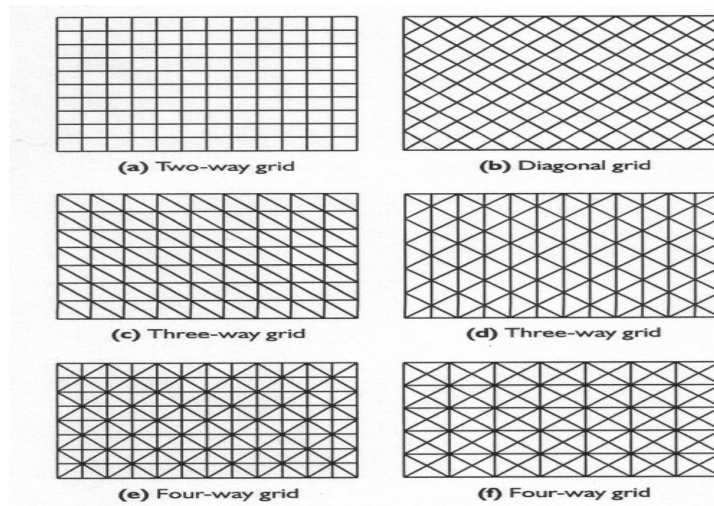




نمودار ۴

الف) شبکه های تخت یا لایه ای (Layer):

به ترکیب یک سیستم یک یا چند وجهی با لایه های واحد شبکه گفته می شود. شبکه مسطح ترکیبی از یک دو وجهی است که به تیرهای واحد متصل شده است. شبکه های تخت می توانند دارای یک، دو یا سه و حتی چند لایه باشند. شبکه های دو لایه از دو صفحه موازی که بوسیله عناصری به هم متصل گردیده اند تشکیل می شوند. زمانی که اعضا در شبکه دو لایه طویل شوند از شبکه های سه لایه استفاده می شود.



شبکه های دو لایه

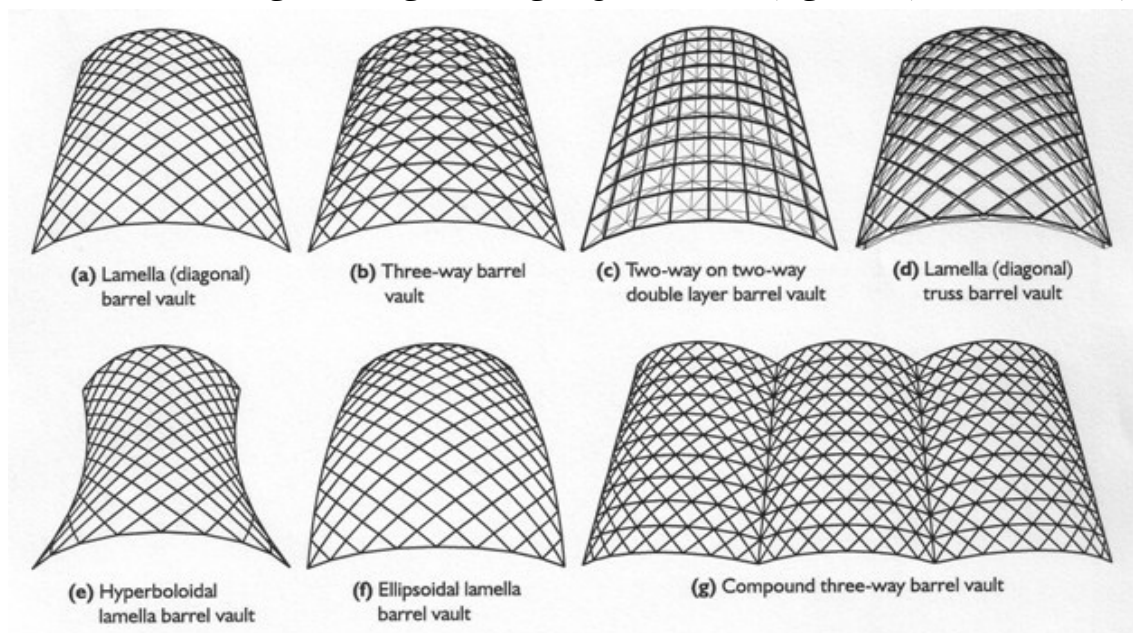
یک شبکه دو لایه، شامل دولایه موازی از اعضایی است که به وسیله اعضای قطری (جانی) به یکدیگر وصل شده اند. گونه های مختلف شبکه های دولایه که عمدتاً به کار گرفته می شوند در این شبکه ها اعضای لایه بالا با خطوط ضخیم و اعضای لایه پایینی به مانند اعضای قطری با خطوط باریک می باشند. نوع دیگر شبکه دو لایه، شامل یک لایه دو طرفه فوقانی و یک لایه دو طرفه تحتانی است. شبکه هر دو لایه، الگوئی مورب دارند. همچنین تعداد بسیار زیادی شبکه دو لایه وجود دارد که با الگوئی دو طرفه برای یک لایه و الگوئی مورب برای لایه دیگر ساخته می شود. یک نوع دیگر شبکه دو لایه متفاوت در آن هر دو لایه، مانند هم هستند و چنان قرار گرفته اند که تصاویر افقی آنها منطبق بر هم است. همچنین در این حالت عناصر قطری در صفحات قائم قرار گرفته اند. نتیجه، شبکه ای دو لایه است که شامل تعدادی از خرپاهای مسطح متقاطع می باشد. این نوع از شبکه ها (شبکه خرپایی) نامیده می شوند این نوع شبکه را می توان یک شبکه تخت در نظر گرفت که اعضای آن را خرپاها تشکیل می دهند. در طراحی و پیکر بندی یک شبکه، بهترین الگوی مناسب برای کاربری خاص باید در نظر گرفته شود. سوالی که طبیعتاً پیش می آید این است که، چند اصل کلی یا راهنما برای طبقه بندی رفتار سازه ای شبکه های گوناگون، می توان یافت که در انتخاب شکل مناسب، برای هر حالت طراحی، به کار گرفته می شود؟ پاسخ این است که، هر الگوئی شبکه در حقیقت مشخصه های خاص خود را دارد. به هر حال هیچ شبکه ای به ذاته خوب یا بد نیست و مناسب بودن هر شبکه برای یک حالت خاص باید با توجه به شکل و اندازه محدوده، موقعیت تکیه گاه ها، مشخصه های بارگذاری، مصالح و روش ساختی که به کار خواهد رفت تعیین شود. این نکات در مورد تمام فرم های دیگر سازه فضا کار نیز صادق است. بین رفتار سازه ای شبکه های تخت با شبکه های دولایه

(چند لایه) یک اختلاف اساسی وجود دارد: در شبکه های تخت خمش حاکم است با عناصری که تحت لنگرهای خمشی، نیروهای برشی و پیچش قرار می گیرند. در مقایسه، نیروهای داخلی اصلی در اجزاء شبکه های دو لایه (چند لایه) نیروهای محوری است.

لنگرهای خمشی، نیروهای برشی و لنگر پیچشی در اجزاء و شبکه های دولایه (چند لایه)، به نسبت های متفاوت حضور دارند که این نسبتها به خصوصیات مقطع عرضی اعضاء و شیوه اتصال آنها بستگی دارد. با این حال نیروهای غیر محوری در این موارد معمولاً در درجه دوم اهمیت می باشند.

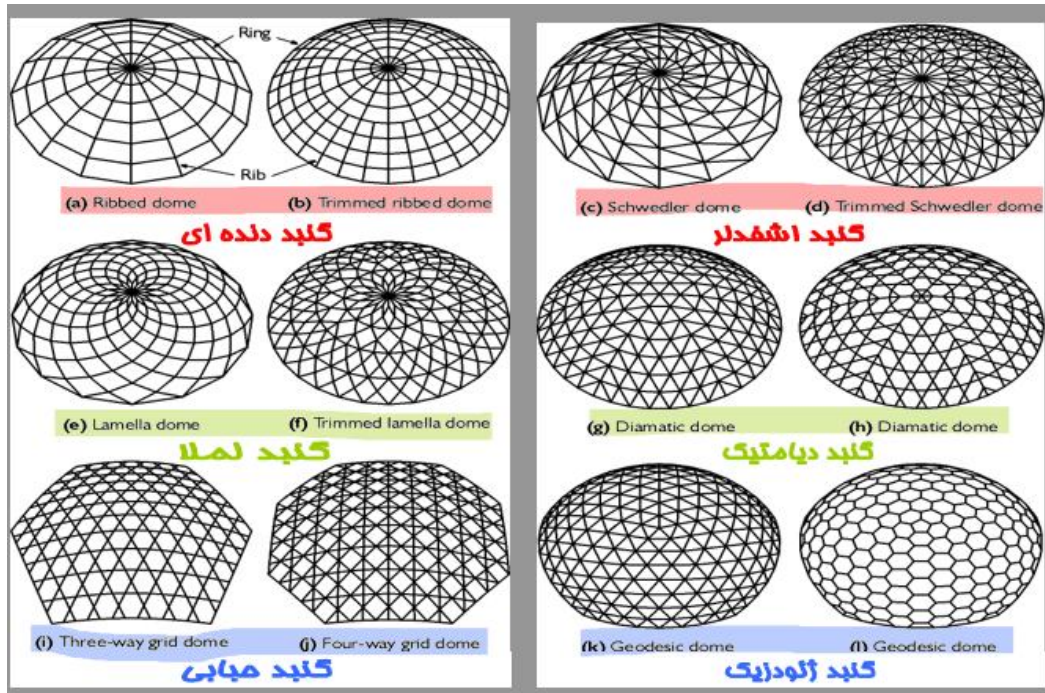
ب) شبکه های چلیک (Barrel) :

به شبکه ای که در یک جهت دارای انحنا باشد، چلیک می گویند. این سازه بیشتر برای پوشش سطوح مستطیلی دالان مانند استفاده می شود. اگر چلیک یک لایه باشد اتصالات به شکل صلب است. چلیک ها اغلب به شکل ترکیبی استفاده می شوند. انواع چلیک ها عبارتند از: چلیک اریبی، چلیک لملا با مقاطع بیضی گون، سهمی گون، هذلولی گون و ...



ج) گنبدها (Dome) :

اگر شبکه ای در دو جهت دارای انحنا باشد، گنبد نامیده می شود. شاید رویه یک گنبد، بخشی از یک کره یا یک مخروط با اتصال چندین رویه باشد. گنبدها سازه هایی با صلبیت بالا می باشند. از انواع گنبدها می توان به گنبد از نوع دنده ای، گنبد اشفدلر و گنبد لملا اشاره کرد. گنبد لملا را می توان به نوعی ترکیبی از یک یا چند حلقه که با یکدیگر متقاطع هستند، دانست. از نمونه دیگر گنبدها می توان به گنبدهای دیامتیک و ژئودزیک اشاره کرد



تحلیل و طراحی سازه های فضایی شامل مراحل متوالی زیر است:

الف) پیش پردازش :

انتخاب یک واحد (مدول) مناسب

۱- انتخاب طرح های هندسی برای لایه های مختلف ۲- تعیین شرایط تکیه گاهی

۳- معرفی بارها و ترکیبات بار و تعیین بارهای وارد شونده به گره ها

۴- انتخاب ابعاد اعضا به منظور پردازش اولیه ۵- تولید توپولوژی هر لایه و تعیین مختصات گره ها

۶- شماره گذاری گره ها و اعضا

ب) تحلیل تنش و بهینه کردن :

انتخاب ابعاد اعضا برای هماهنگی با نیروهای داخلی- بهینه کردن طراحی برای رسیدن به حداقل وزن

ج) پس پردازش : نشان دادن نیروهای داخلی و هندسه تغییر شکل یافته به صورت گرافیکی

فرضیات مورد استفاده در تحلیل ها:

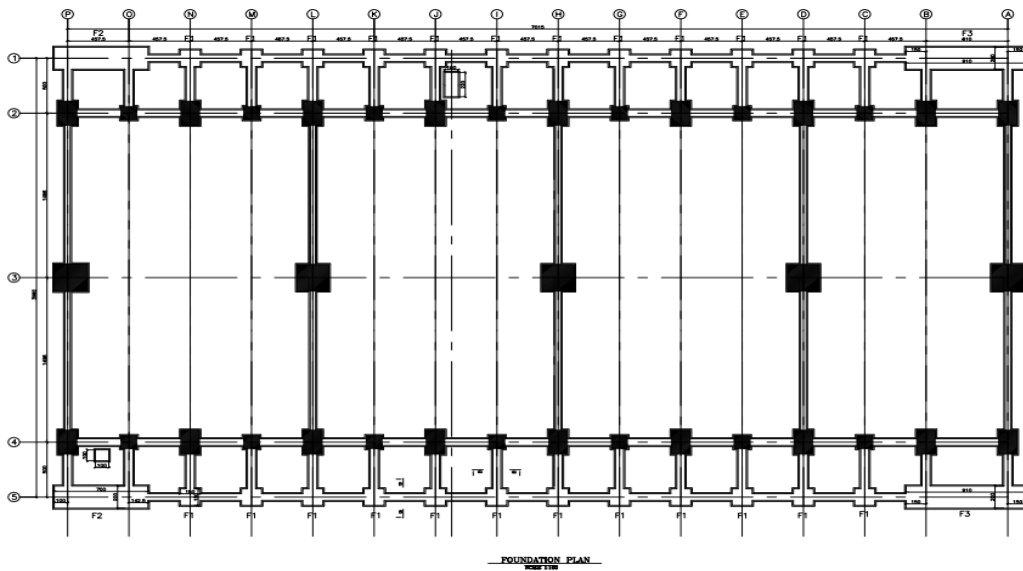
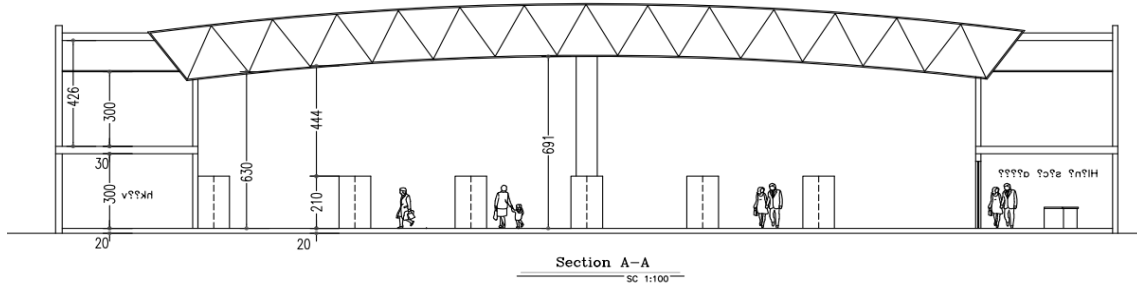
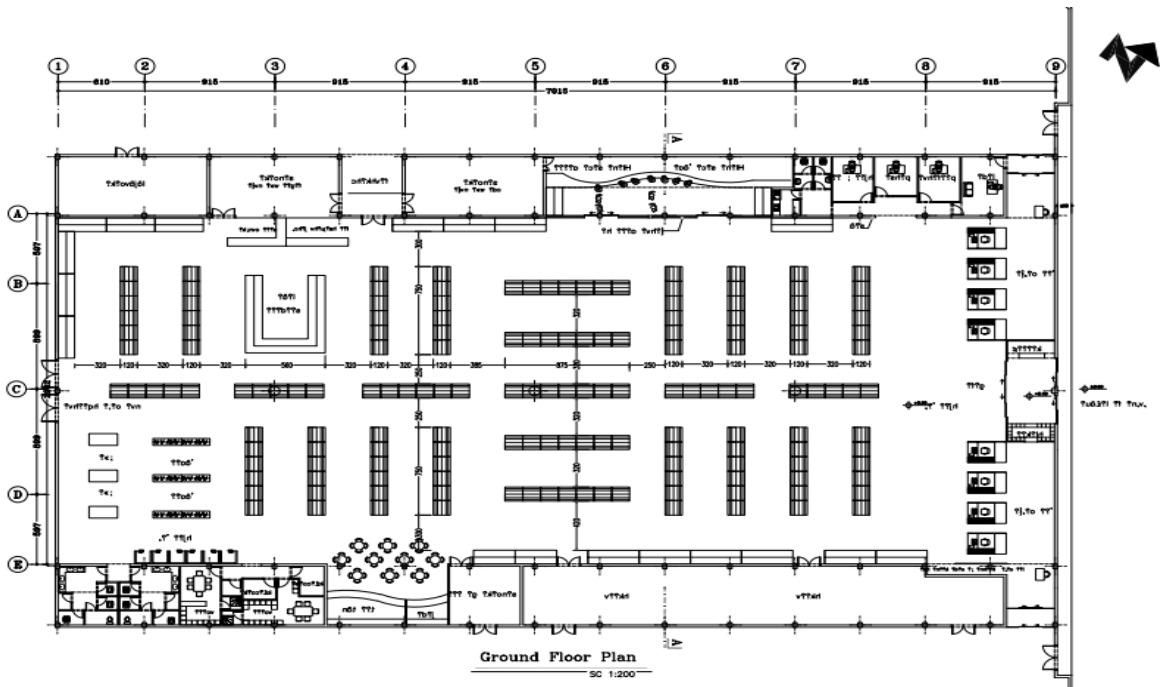
۱- تمامی تکیه گاه های سازه بصورت مفصلی ثابت در نظر گرفته شده است ،

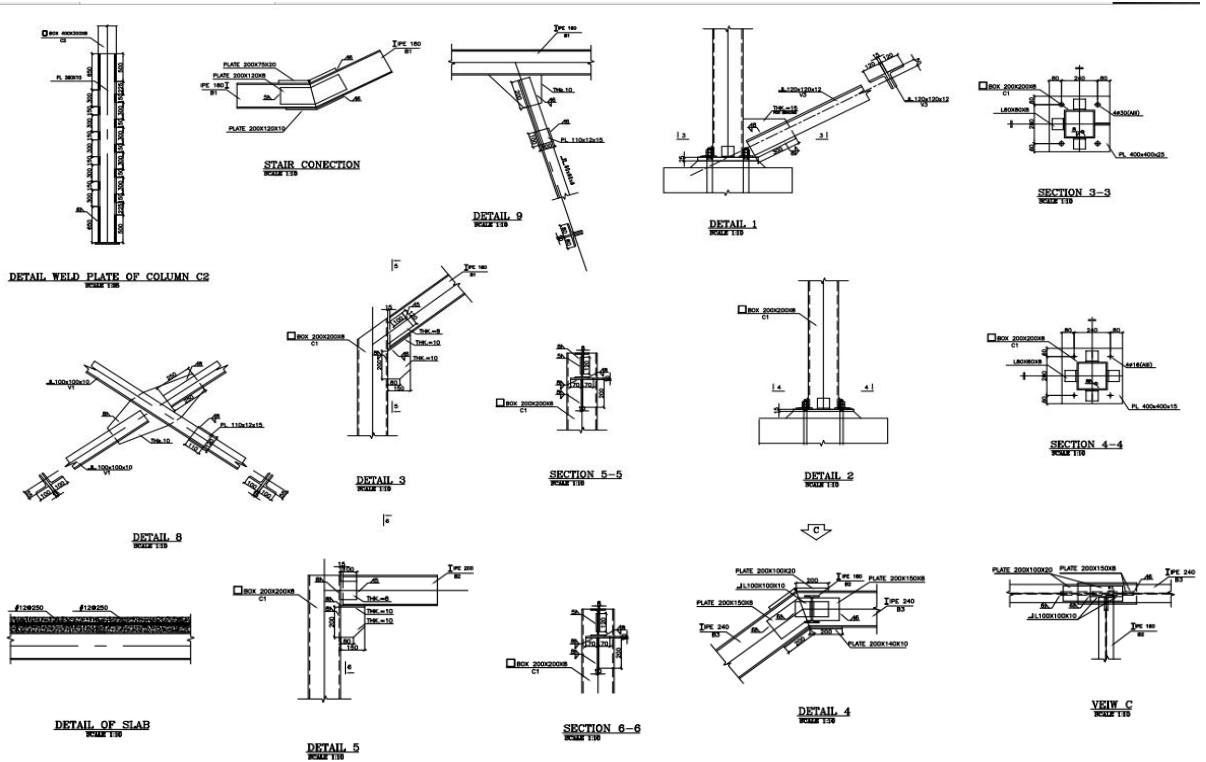
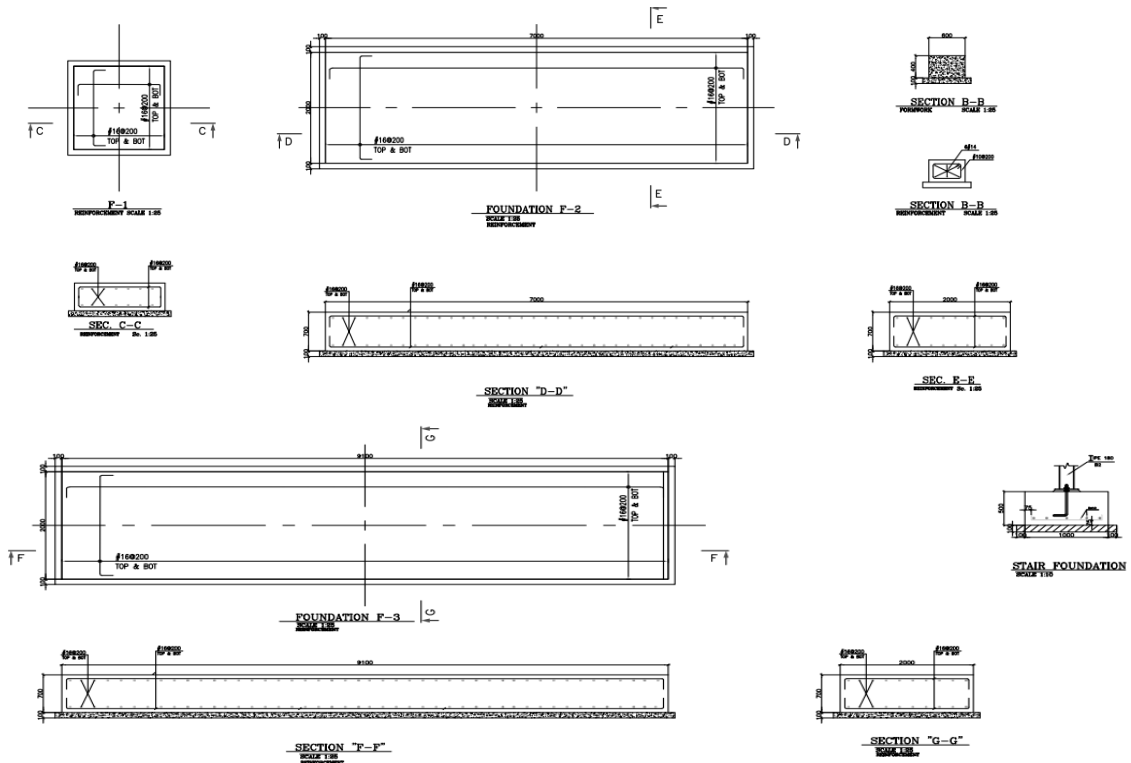
۲- تمامی اتصالات سازه به صورت صلب کامل در نظر گرفته شده اند ،

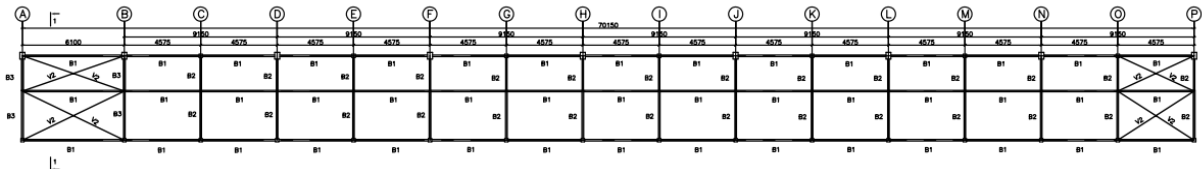
۳- غیر خطی بودن مصالح بصورت الاستو - پلاستیک کامل در نظر گرفته شده است ،

۴- در انتخاب نوع مش بندی المان های تیرها و ستون ها از المان تیری ضخیم (تیر Timoshenko) استفاده شده است

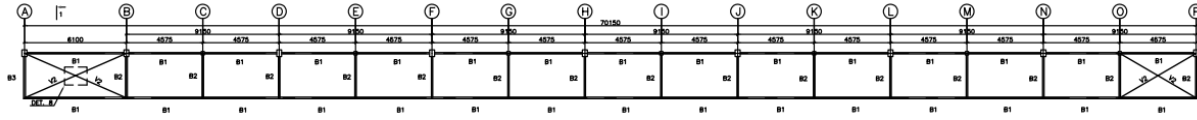
۵- نوع مش بندی اعضای باد بندی های سازه ، المان Bar (خرپایی) می باشد





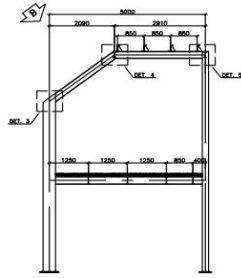


VIEW A
SCALE 1:100

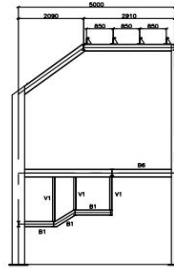


VIEW B
SCALE 1:100

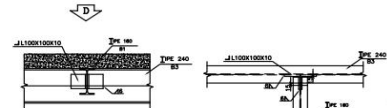
STRUCTURAL PROFILES		
NO.	SEC.NAME	SECTION DET.
1	B1	IPE 180
2	B2	IPE 200
3	B3	IPE 240
4	B4	IPE 270
5	B5	CPE 180
5	B6	2PL 200X10+ PL 250X10
7	C2	BOX 400X300X8 PL 250X10
8	C1	BOX 20X20X0.8
9	V1	2L 80x80x10
10	V2	2L 100x100x10
11	V3	2L 120x120x10
12	Z1	Z180



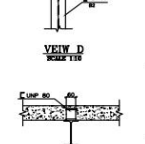
SEC. b-b
SCALE 1:10



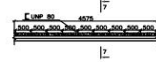
SEC. a-a
SCALE 1:10



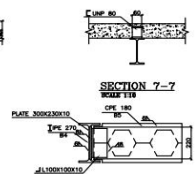
DETAIL 6
SCALE 1:10



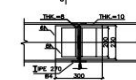
VIEW D
SCALE 1:10



DETAIL OF STUDS
SCALE 1:10

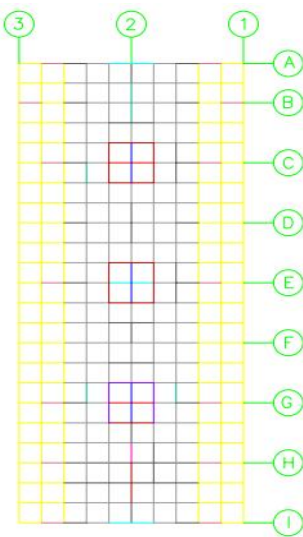


SECTION 7-7
SCALE 1:10

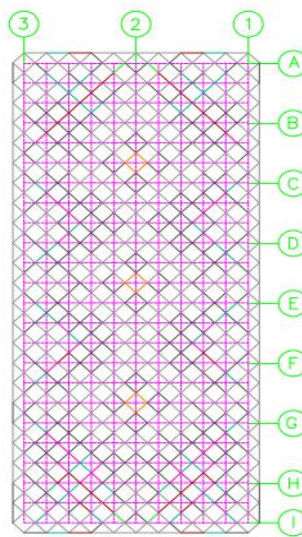


DETAIL 7
SCALE 1:10

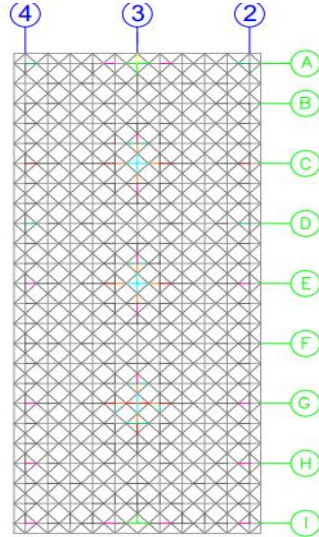
SECTION 8-8
SCALE 1:10



BOT. ROOF PLAN
SCALE 1:100



TOP ROOF PLAN
SCALE 1:100



AVERAGE ROOF PLAN
SCALE 1:100

- guide:
- PIPE 5+PL3
 - PIPE 5+PL4
 - PIPE 5+PL5
 - PIPE 5+PL5+PL3
 - PIPE 5+2PL5
 - PIPE 9
 - PIPE 6+PL4
 - PIPE 9
 - PIPE 9+PL5
 - PIPE 12
 - PIPE 12+PL 5
 - CHENG PIPE 5 WITH PIPE 12



SECTION PIPE WITH PLATE
SCALE 1:100



SECTION PIPE WITH DOUBLE PLATE
SCALE 1:100



DETAIL WELD PLATE OF TRUSS MEMBER
SCALE 1:25

مراجع

۳- علی کاوه، فرهاد کروی، جعفر کیوانی، "تحلیل، طراحی و ساخت سازه های فضایی" نشریه ک 382-مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، 1383

۴- سایت مرکز عمران ایران

۵-ایمان الیاسیان، تکنیکهای سبک سازی با استفاده از سازه های آلومینیومی و مدولار فضا کار، سایت IRANSAZE

۶-م گلابچی، سازه های مشبک فضایی، انتشارات دانشگاه تهران

۷-ایمان الیاسیان، سازه های فضا کار، سایت IRANSAZE

8- John Chilton, SPACE GRID STRUCTURES, 2000

9-Ramaswamy, Suresh Analysis, design and construction of steel space frames, Thomas Telford, 2002

۱۰- مجموعه مقالات چهارمین کنفرانس ملی سازه های فضا کار ۴ و ۵ خرداد ۱۳۹۳ پردیس دانشکده فنی دانشگاه تهران

۱۱- کریم عابدی، بهزاد شکسته بند، تحلیل پایداری سازه های فضا کار، انتشارات دانشگاه صنعتی سهند تبریز

۱۲- نشریه شماره ۴۰۰ آیین نامه سازه های فضا کار، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

۱۳- آنگوس جی. مک دونالد، محمد احمدی نژاد (مترجم)، سازه و معماری، نشر خاک، ۱۳۸۶.

۱۴- ماریو جورج سالوادوری، محمود گلابچی (مترجم)، سازه در معماری، نشر: دانشگاه تهران، ۱۳۸۸.

۱۵- مارتین پاولی، محمود گلابچی (مترجم)، سیستم های ساختمانی

۱۶- پاولی مارتین، سیستم های ساختمانی آینده، دکتر محمود گلابچی، چاپ اول، موسسه انتشارات و چاپ دانشگاه تهران

کنترل ارتعاش سازه صنعتی اسکریپت اکساید تحت بار ضربه ای، هارمونیک و دورانی

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه

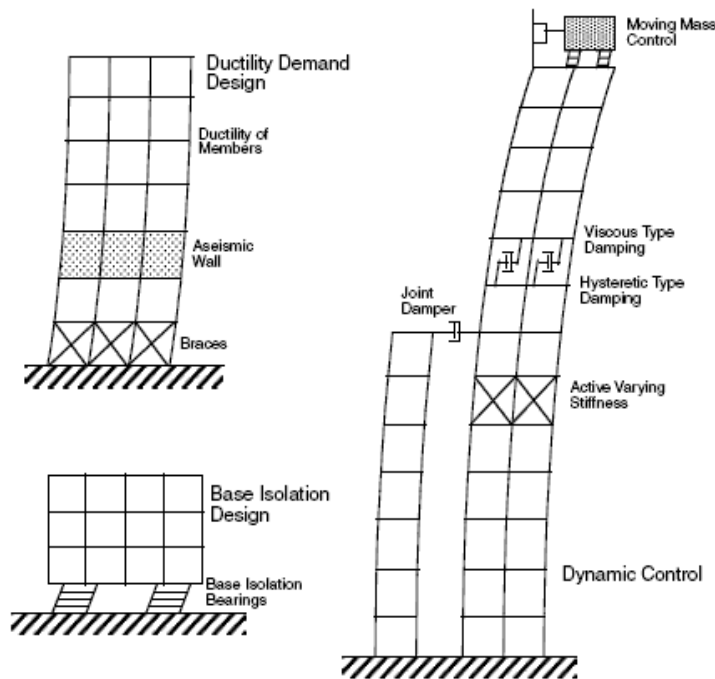
رحمت قدیمی چرمهینی-دکترای مکانیک شکست و خستگی

کنترل ارتعاشات سازه یعنی تغییر دادن میرایی و سختی سازه ساختمان یا پل به طوری که سازه به طور مطلوبتر و با

اثرات تخریبی کمتری در برابر بارهای خارجی دینامیکی متغیر با زمانمانند باد و زلزله پاسخ دهد

محدوده کاربرد و تکامل سیستم کنترل سازه ای

نوع کنترل	محدوده کاربرد	تکامل فنی
جداگر لرزه ای	<ul style="list-style-type: none"> ساختمانهای کم ارتفاع و با ارتفاع متوسط پلها و متروها تأسیسات و تجهیزات 	<ul style="list-style-type: none"> تکنیک تکمیل شده نتایج نوری و عملی زیاد کاربردهای زیاد سراسر دنیا
استهلاک انرژی	<ul style="list-style-type: none"> ساختمانهای کم ارتفاع و با ارتفاع متوسط برجها، دکلها و دودکشها پلهای دهانه متوسط تا بلند شیرانههای حیاتی 	<ul style="list-style-type: none"> روش تکمیل شده نتایج نوری و عملی زیاد کاربردهای زیاد سراسر دنیا
کنترل غیرفعال	<ul style="list-style-type: none"> ساختمانهای کم ارتفاع و با ارتفاع متوسط برجها، دکلها و دودکشها پلهای دهانه متوسط تا بلند شیرانههای حیاتی 	<ul style="list-style-type: none"> روش تکمیل نسبی شده چندین نتیجه نوری و عملی چندین کاربرد سراسر دنیا
کنترل فعال ، نیمه فعال و ترکیبی	<ul style="list-style-type: none"> ساختمانها با ارتفاع زیاد برجها، دکلها و دودکشها پلهای دهانه متوسط تا بلند 	<ul style="list-style-type: none"> در مرحله تحقیق چندین نتیجه نوری کاربرد محدود سراسر دنیا

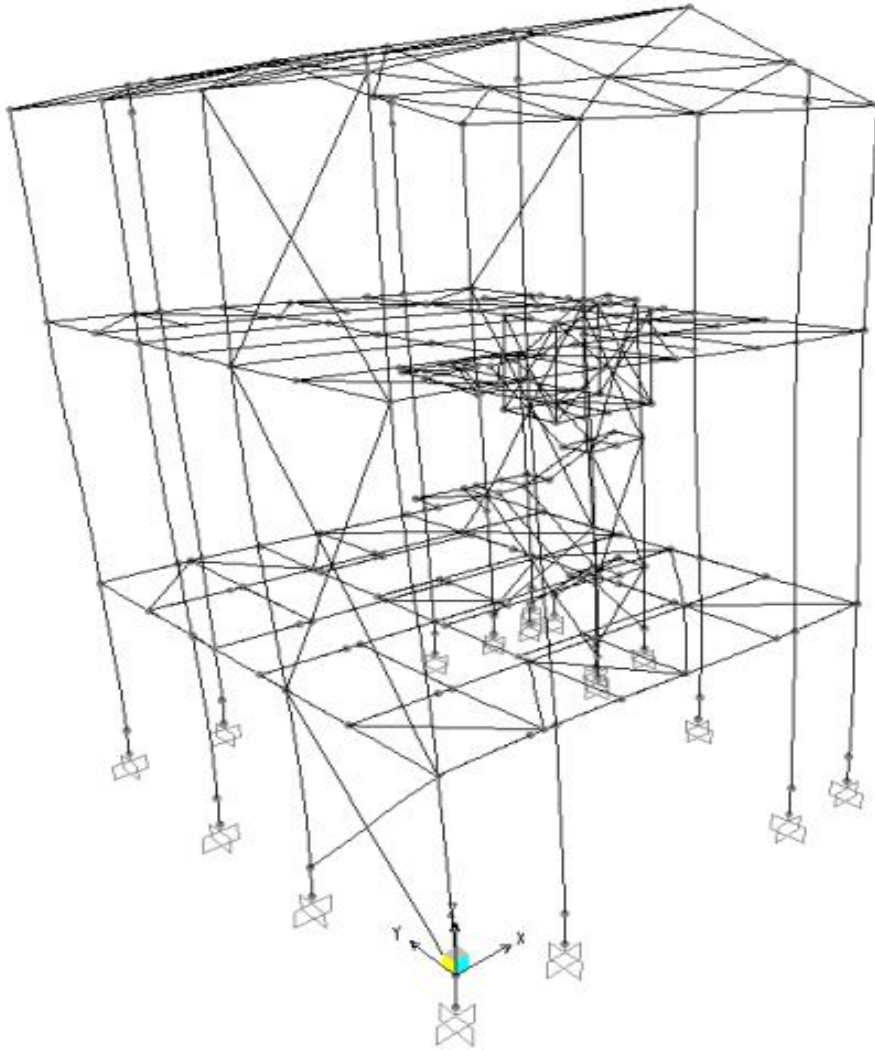


تشدید: زمانی که فرکانس بار ارتعاشی با فرکانس غالب سازه یکسان می شود پدیده نشدید یا رزونانس اتفاق می افتد زمانی که نسبت فرکانس تحریک یا بار به فرکانس غالب سازه بیشتر از 1.4 باشد به آن high tuned و زمانی که نسبت فرکانس تحریک به فرکانس غالب سازه کمتر از 0.6 باشد به آن low tuned گویند در اکثر مواقع نمی توان سازه را بیش از حد سخت نمود بنابراین از حالت low tuned با شروط زیر استفاده می شود در آنالیز دینامیکی به شدت و نیروهای دینامیکی در لحظه آغاز و توقف دستگاه توجه شود و همه مودهایی که فرکانس ۱٫۵ برابر فرکانس غالب سازه باشد در آنالیز دینامیکی لحاظ شود محدودیت ارتعاشی ۱- حساسیت دستگاه به ارتعاش ۲- یکپارچگی سازه ۳- پاسخ انسانی ۴- کنترل خستگی

مقادیر K			
Exciting frequency (Hz)	K-value		
	Horizontal vibrations	Vertical vibrations	Vibrations of undetermined direction
1 to 2	28 a _h	10 a _v √ω	28 a _u
2 to 4	56 a _h / ω		20 a _v
4 to 8		160 a _v / ω	160 a _u / ω
8 to 80			

مقادیر مجاز K	
Exposure time	K-value
4 hours	7
8 hours	4.7
12 hours	3.5

مشخصات ارتعاشی دستگاه							
OPERATING CONDITION				DURING START AND STOP			
VERTICAL		HORIZONTAL		VERTICAL		HORIZONTAL	
F1	140	F1	50	F1	1400	F1	500
F2	190	F2	65	F2	1900	F2	650
FREQUENCY:		12.5	Hz	FREQUENCY:		2	Hz
				No. of cycles:		30	



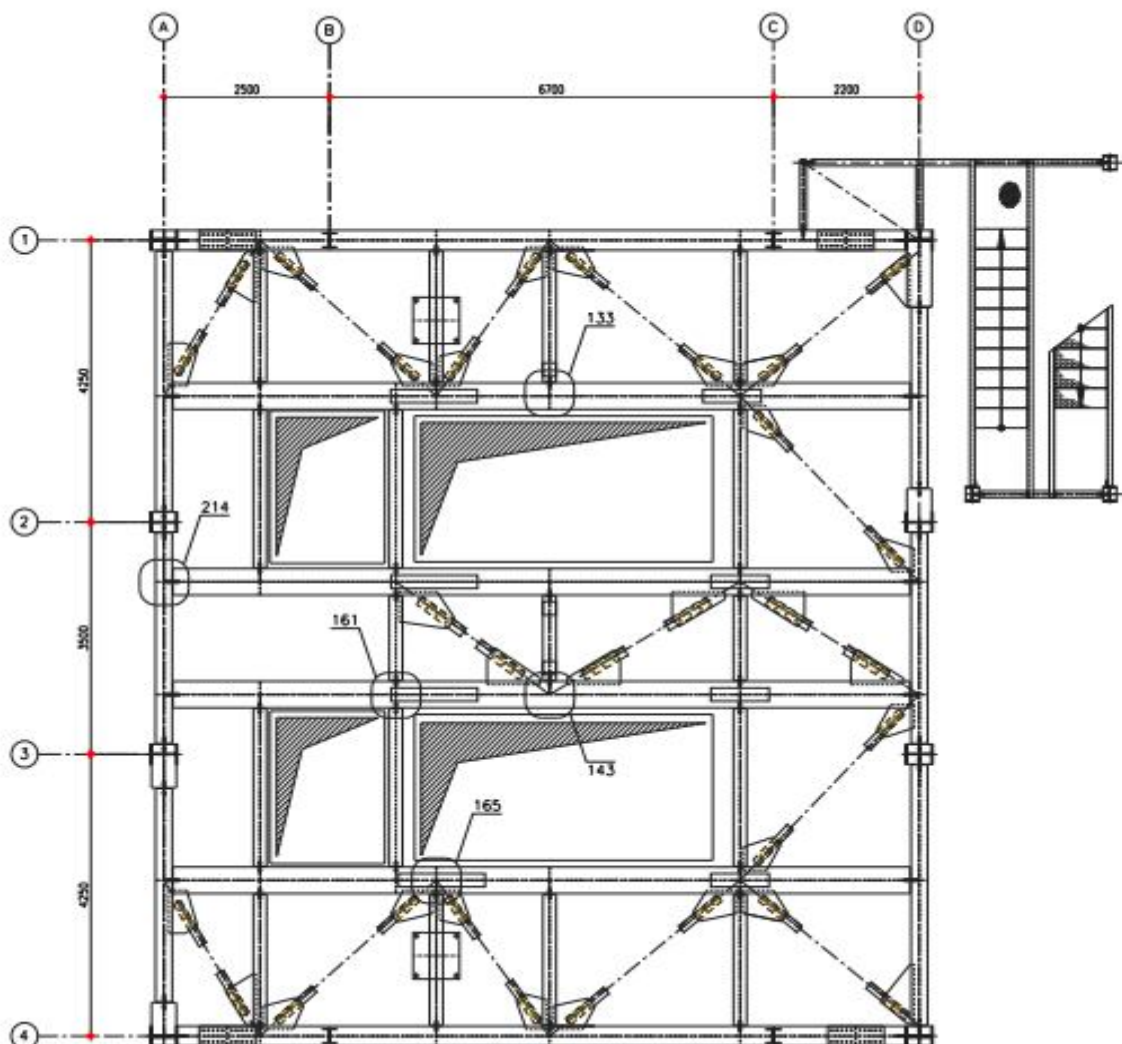
روش تحلیل غیر خطی سریع و روش انتگرال گیری مستقیم از معادلات تعادل دینامیکی که بر اساس روشهای شناخته شده چون نیومارک - روش ویلسون و هیلبر و روش هیوز-تیلور مبتنی می باشد

¹ Fast Nonlinear Analysis or Modal Time History Analysis

² Direct Integration

مقادیر Ω_i/ω درمدهای غالب

Mode Num.				Structure Type
۱	۱/۳۸۰	۱۲/۵	۰/۱۱	Low Tuned
۲	۲/۶۸۲	۱۲/۵	۰/۲۱۴	Low Tuned
۸	۴/۹۹۲	۱۲/۵	۰/۳۹۹	Low Tuned



مقادیر K

JOINT	HORIZONTAL		VERTICAL	
	RMS-VALUE	K-VALUE	RMS-VALUE	K-VALUE
	m/s ²		m/s ²	
133	0.094	0.42	0.31	3.94
165	0.096	0.43	0.312	4.00
214	0.07	0.3	0.073	0.93
191	0.05	0.24	0.073	0.93
161	0.13	0.6	0.33	4.3
143	0.146	0.65	0.37	4.75

تعداد سیکل های بار گذاری

وضعیت بار گذاری	از	تا
۱	۲۰۰۰ ^a	۱۰۰۰۰ ^b
۲	۱۰۰۰۰	۵۰۰۰۰ ^c
۳	۵۰۰۰۰	۲۰۰۰۰۰ ^d
۴	بیش از ۲۰۰۰۰۰	

a- تقریباً معادل دوبار در هر روز به مدت ۲۵ سال
 b- تقریباً معادل ده بار در هر روز به مدت ۲۵ سال
 c- تقریباً معادل پنجاه بار در هر روز به مدت ۲۵ سال
 d- تقریباً معادل دویست بار در هر روز به مدت ۲۵ سال

مقدار مجاز دامنه تغییرات تنش (F_{sr}) بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع

طبقه تنش	بار گذاری نوع ۱ F_{sr1}	بار گذاری نوع ۲ F_{sr2}	بار گذاری نوع ۳ F_{sr3}	بار گذاری نوع ۴ F_{sr4}
A	۴۲۲۰	۲۵۳۰	۱۶۸۵	۱۶۸۵
B	۳۱۶۵	۱۹۳۵	۱۲۶۵	۱۱۲۵
C	۲۲۵۰	۱۳۳۵	۹۱۵	۷۰۰(۱)
D	۱۹۰۰	۱۱۲۵	۷۰۰	۴۹۰
E	۱۴۷۵	۸۸۰	۵۶۰	۳۵۰
F	۱۰۵۵	۸۴۵	۶۳۰	۵۶۰

کنترل غیرفعال

جذب دینامیکی نوسانات و اتلاف انرژی در این نوع سیستمها بدون تحلیل تحریکات وارده به سازه صورت می گیرد و حرکت نسبی خود مکانیزم، موجب تعیین دامنه و جهت نیروی کنترلی می شود (مثل مهاربندیهای ساده در ساختمانها)

برخی از ویژگیهای سیستم کنترل غیرفعال:

1. نیاز به اطلاعات ورودی ناشی از نوسانات وارده ندارند.
2. نگهداری آنها به دلیل عدم نیاز به حسگر و محرک 2 آسانتر است.
3. این سیستم ها نسبت به سیستمهای کنترلی دیگر ارزاترند.
4. قابلیت سازگاری با نوسانات متفاوت را ندارند.
5. عملکرد آنها قابل کنترل نمی باشد

کنترل فعال

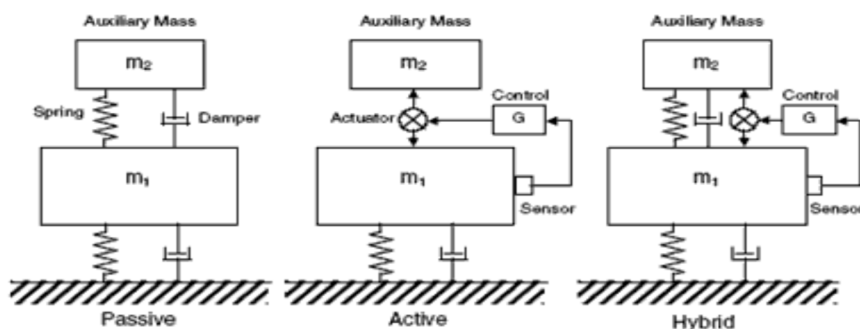
بر پایه توسعه تکنیکهای دیجیتالی و حسگرها روشهای کنترل فعال و نیمه فعال به وجود آمده و تعدادی از آنها در ساختمانها و پلها استفاده شده اند. اساس این روشها ثبت و تحلیل نوسانات وارد بر سازه و بعد از آن اعمال یک نیروی کنترلی بر سازه است. عملکرد این سیستم ها تا حدی کنترل شده و به طور فعال با وارد کردن نیرو به سازه، آن را در تعامل با اختلالات نوسانی وارده بر آن قرار می دهند. یکی از معایب این سیستم ها تاخیر زمانی در هنگام وارد کردن نیروی کنترلی است که این مشکل ناشی از مشخص نبودن رفتار نوسانات زلزله، باد و غیره وارده بر سازه است که قابل پیش بینی در الگوریتم کنترلی مورد استفاده نیست، بطوری که ممکن است این نیرو هم جهت با نیروی ناشی از نوسان وارده شده، سازه را بی ثبات کرده و موجب خرابی بیشتر آن گردد. بعلاوه، این سیستم ها نیاز به منبع زیادی از انرژی برای اعمال نیروی کنترلی به سازه دارند.

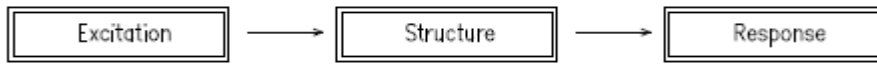
کنترل ترکیبی

این روش، ترکیب هر دو حالت فعال و غیرفعال می باشد و فواید هر دو روش را دربرمیگیرد. یک مثال از این کنترل، ترکیب ایزوله سازی سازه از کف به همراه کنترل فعال، به منظور محدود کردن جابجایی اضافی است.

کنترل نیمه فعال

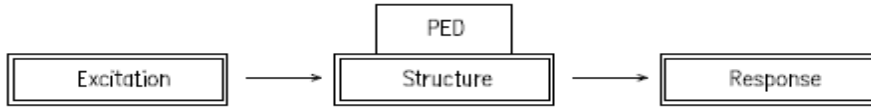
سیستم های کنترل نیمه فعال مزایای هر دو روش غیرفعال و فعال را با هم دارا هستند. نحوه عملکرد این سیستم ها کاملا کنترل شده است. ابزار کنترل نیمه فعال، از طریق سازگار کردن خصوصیات مکانیکی خود با نوسانات وارده سازه را کنترل میکنند، ولی مستقیما انرژی ای به سازه وارد نمی کنند. در این حالت برعکس حالت فعال، تجهیزات مورد استفاده منبع انرژی کمی لازم دارند و در زمان وقوع زلزله که منبع انرژی اصلی قطع می شود می توانند به کار خود ادامه دهند.





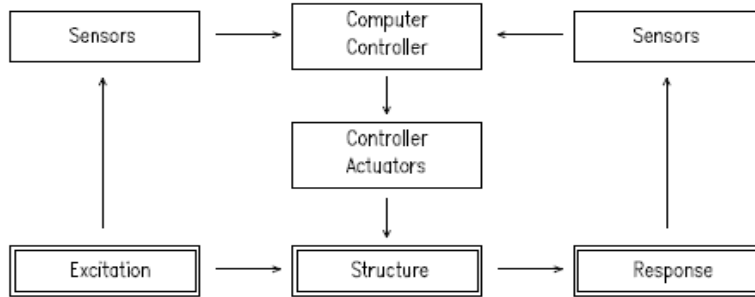
a - Conventional Structure

رفتار سازه مرسوم - محرک به سازه وارد شده و سازه به آن پاسخ می دهد



b - Structure with Passive Energy Dissipation

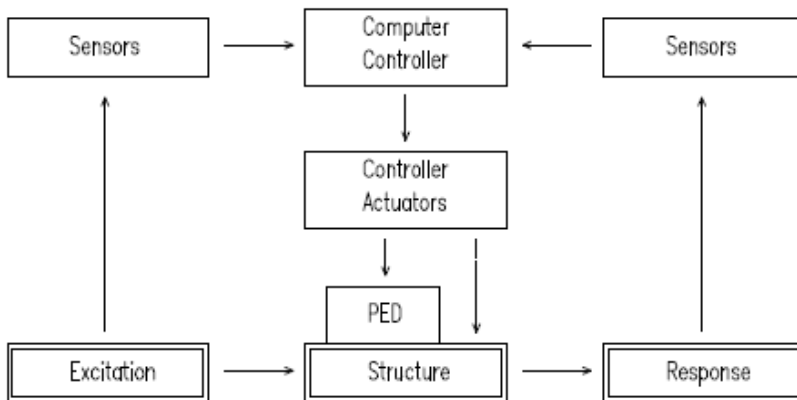
سازه با استهلاك انرژی غیر فعال



c - Structure with Active Control

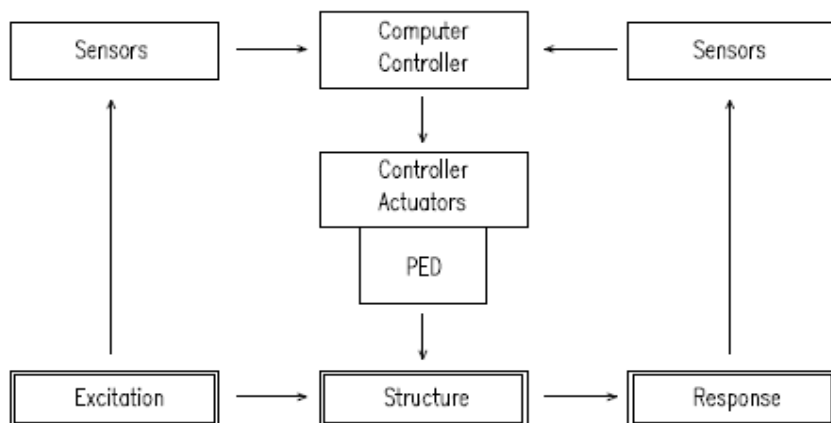
سازه با کنترل فعال

شبيه سازی رفتار سازه با کنترل فعال محرک و پاسخ هر دو به سنسور داده شده و پس از کنترل پردازشگر و تنظيم آن به سازه تحويل داده می شود



d - Structure with Hybrid Control

سیستم ترکیبی + مجموع سیستم استهلاك انرژی غیر فعال + سنسور + پردازشگر

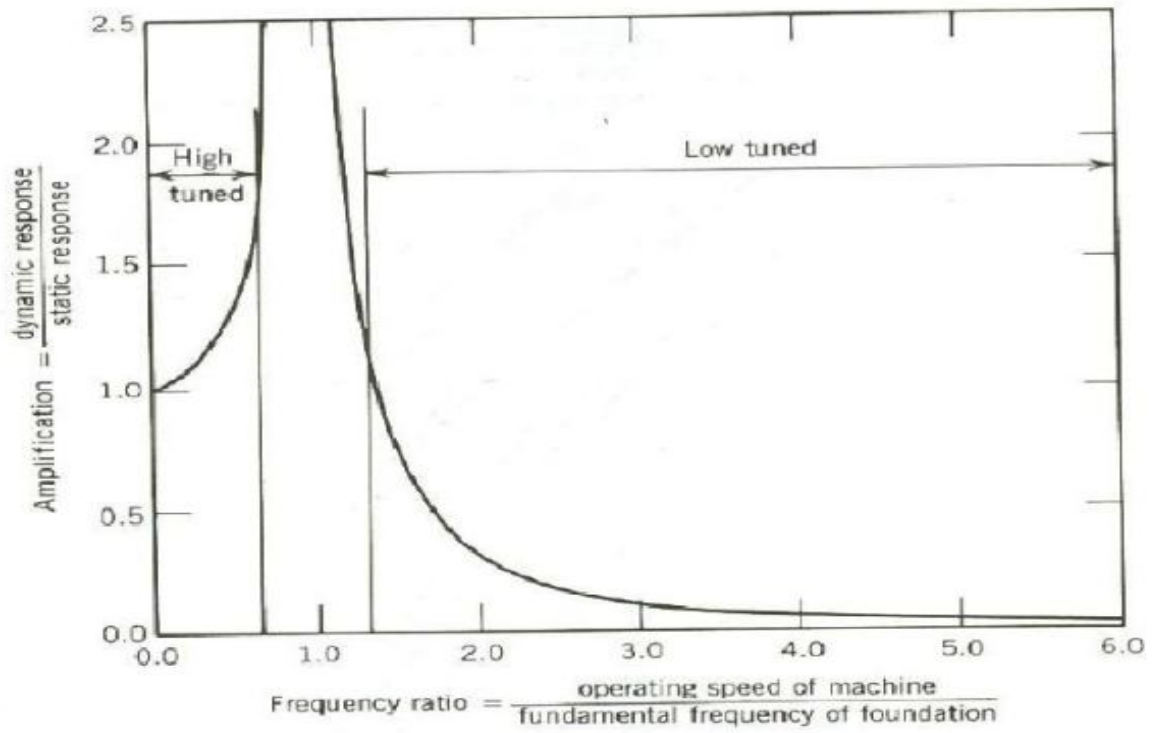


e - Structure with Semi-Active Control

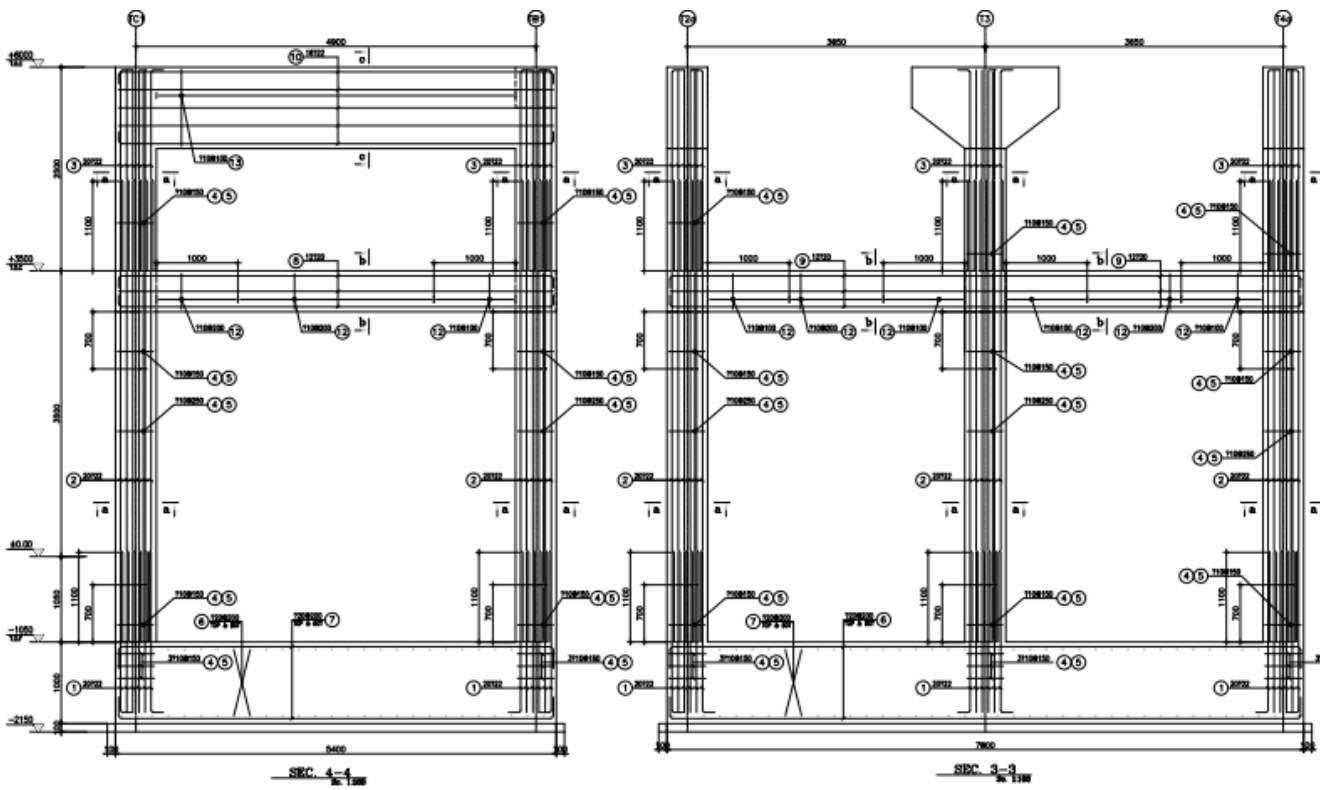
سیستم کنترل نیمه فعال (تنظیم کننده با سیستم استهلاک انرژی غیر فعال توأم کار می کند)

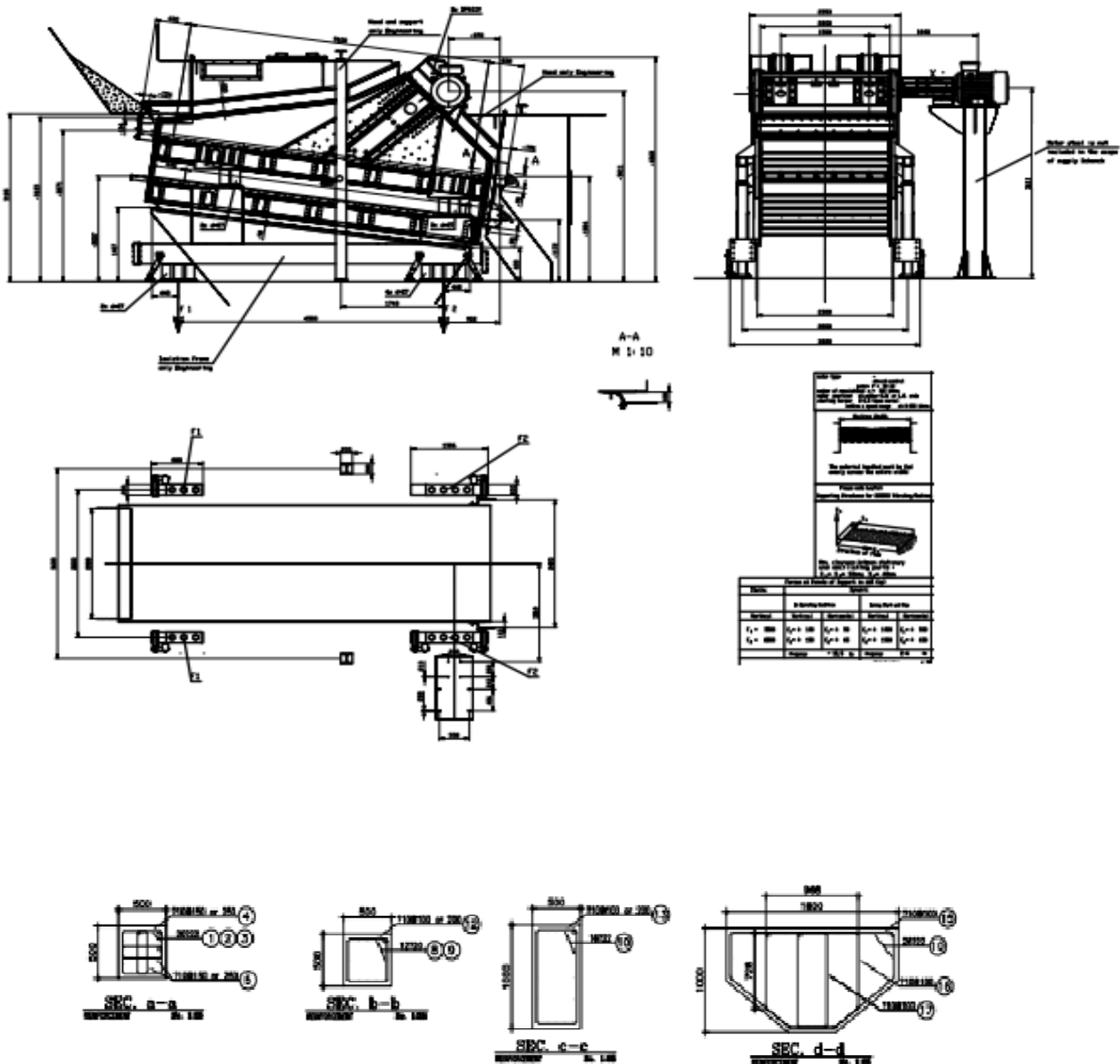
مقایسه انواع سیستم های کنترل ارتعاش

بخش	گروه	نام سیستم	جذب انرژی ورودی	کاهش انرژی ورودی	دامنه کاربرد
سیستم کنترل غیر فعال	جدا سازهای پایه	جدا سازهای الاستومریک	-	عالی	به دلیل هزینه بالای اجرا در ساختمانهای مهم و بزرگ استفاده شده و یا بر روی خاکهای خیلی ضعیف و یا در ساختمانهای کوتاه مرتبه سخت
		جدا سازهای دارای میرایی بالا (HDR)	-	عالی	
		تکیه گاه سری LRB	-	عالی	
		تکیه گاه اصطکاکی	-	عالی	
سیستم کنترل غیر فعال	میراگرها	ویسکوالاستیک	عالی	-	در بیشتر ساختمانها قابل استفاده است
		اصطکاکی	عالی	-	
		فلزی	خوب	-	
		میراگر مایع لزج	عالی	-	ساختمانهای بلند مرتبه
		جرم میراگر متوازن (TMD)	-	خوب	
		سیال میراگر متوازن (TLD)	-	خوب	
سیستم کنترل فعال	فعال	مهار بند فعال	عالی	-	سازه های بلند و سازه هایی که بر روی زمین با خاک نرم قرار دارند
		جرم تنظیم کننده فعال (AMD)	عالی	-	
		کابل فعال	عالی	-	
سیستم کنترل نیمه فعال	نیمه فعال	میراگر با درجه متغیر	عالی	-	با توجه به کارایی در محدوده وسیعی از بارگذاری، برای بیشتر ساختمانها کاربرد دارد
		ابزار با اصطکاک متغیر	عالی	-	
		میراگر با سختی متغیر	عالی	-	



محدوده مجاز فرکانس برای اجتناب از پدیده تشدید





روشهای مختلف موجود برای تحلیل خواص ارتعاشی فونداسیون ماشینها

- 1 Linear elastic spring method,
- 2 Elastic half-space analogs method, and
- 3 The impedance function method.

- (i) type of soil and its properties,
- (ii) geometry and layout of the foundation, and
- (iii) nature of the foundation vibrations occasioned by unbalanced dynamic loads.

SPECIFICATION OF REINFORCEMENT						REQUIRED REINFORCEMENT			
POS.	SHAPE	?	LENGTH	NO.	TOTAL L.	?	TOTAL LENGTH	WEIGHT	TOTAL WEIGHT
		(mm)	(mm)		(m)	(mm)	(m)	(kg)	(kg)
1		22	2400	120	288	22	1661.8	2.98	4952.2
2		22	5.65	120	678	20	1471.4	2.47	3634.4
3		22	2850	120	342	10	2253.5	0.617	1390.4
4		10	1880	234	440				
5		10	1260	468	590				
6		20	8400	56	470.4				
7		20	6000	78	468				
8		20	6000	36	216				
9		20	8400	36	302.4				
10		22	6100	58	353.8				
11		20	4850	3	14.55				
12		10	1880	238	447.5				
13		10	2880	88	253.5				
14		10	AVE=2380	14	33.5				
15		10	4720	44	207.7				
16		10	3710	44	163.3				
17		10	2680	44	118			TOTAL WEIGHT	9977 (kg)

ایمان الیاسیان ، مقاوم سازی سازه از طریق استهلاک انرژی و کنترل ارتعاشات سازه با میراگرها و جداگرهای لرزه ای پنجمین کنفرانس ملی و اولین کنفرانس بین المللی مصالح و سازه های نوین در مهندسی عمران، آبان 95 دانشگاه صنعتی امیرکبیر

رحمت قدیمی چرمهینی - ایمان الیاسیان - حمیدرضا معتمدی - جمشاد جمشیدیان بهسازی و تقویت سازه سازه ۰۲۸ ریخته گری مداوم شرکت فولاد مبارکه نهمین کنفرانس سازه و فولاد- آذر ۱۳۹۷

[EN 1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures – part 1-9: Fatigue](#)

R.G.Chermahini , M.Jabbari and A.R.Ahmadi , Fatigue and Fracture in solids 1396

تقویت و افزایش ظرفیت تاورنگهدارنده نوار نقاله ها

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران

چکیده

با افزایش و تغییر ظرفیت نوار از 1000 تن بر ساعت به 1500 تن بر ساعت، افزایش وزن درایو یونیت و بارهای دینامیکی اعمال شده به سازه را به دنبال خواهد داشت همچنین تغییر قطر پولی درایو یونیت از 800 میلی متر به 1000 میلی متر، در نظر گرفته شده است که طبق محاسبات منجر به افزایش سرعت از 1.8 متر بر ثانیه به 2.25 متر بر ثانیه می گردد. در اثر اضافه بارهای اعمالی به لحاظ پایداری و مقاومت سازه تاور محدودده قابل قبول می باشد و افزایش ظرفیت مشکل جدیدی برای سازه ایجاد نمی کند . همچنین ابعاد فونداسیون سازه موجود با توجه به نقشه های موجود به لحاظ کنترل تنش زیر فونداسیون بر اساس تنش مجاز خاک منطقه و مقاومت در برابر واژگونی کنترل گردید. مشخصات نواربه شرح زیر است

Belt width: 1000mm

Capacity: 1000 t/h
Speed: 1.8 m/s
Belt weight: 16.4 kg/m
Material weight: 154 kg/m
Idler weight: 70 kg/m
Belt tension: 10t
Drive Unit weight: 3615kg

شخصات نوار مورد نظر با در نظر گرفتن افزایش ظرفیت به قرار زیر می باشد:

Belt width: 1000mm
Capacity: 1500 t/h
Speed: 2.25 m/s
Belt weight: 16.4 kg/m (با فرض اینکه نوار عوض نشده است.)
Material weight: 185 kg/m
Idler weight: 70 kg/m
Belt tension: 10t
Drive Unit weight: 5615kg

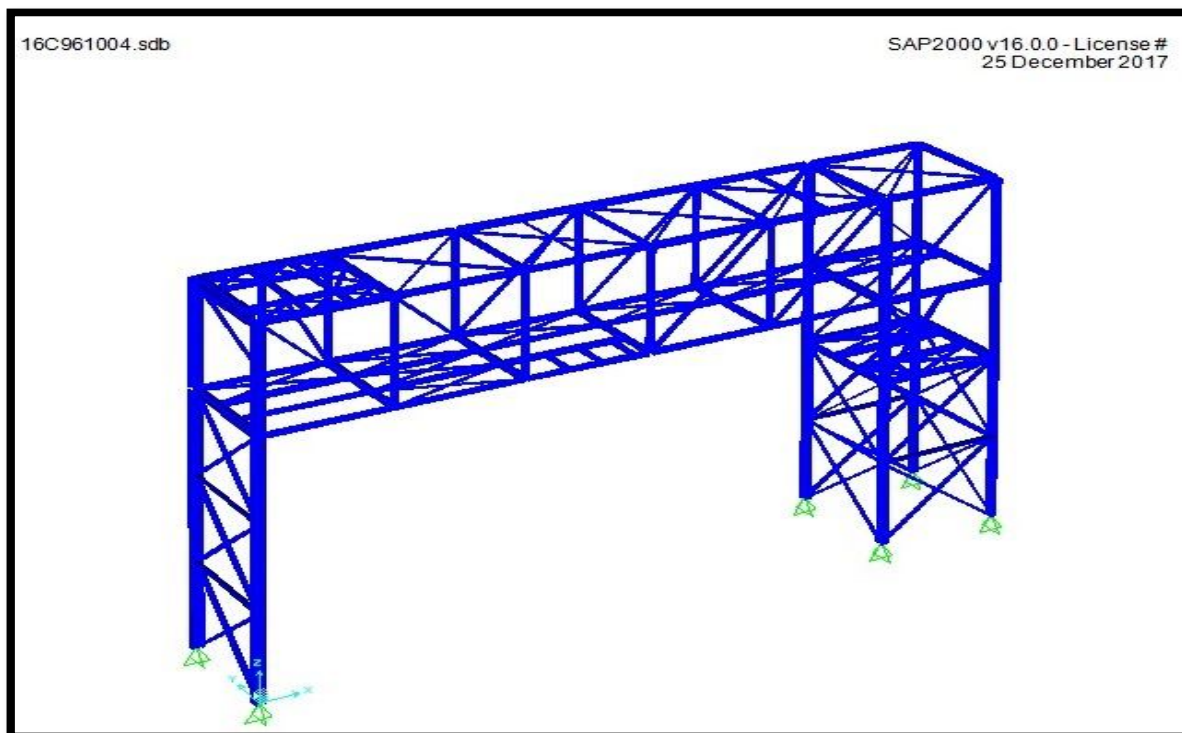
آیین نامه های بارگذاری و طراحی از زمان طراحی سازه مذکور تا کنون و همچنین احتمال وجود مشکلات اولیه، در صورت عدم پاسخگویی سازه برای شرایط فعلی، افزایش ظرفیت نوار موجود منطقی به نظر نمی رسد و به این ترتیب با دید مناسبی امکان سنجش و تحلیل تنش ها برای وضعیت پس از افزایش ظرفیت فراهم خواهد شد براساس نقشه های موجود با استفاده از نرم افزار SAP2000 مدل شده و بارهای موجود در شرایط فعلی به آن اعمال و سپس آنالیز شده است. پس از آن رفتار سازه تحت بارگذاری جدید مورد بررسی قرار می گیرد

۱ - مدلسازی:

در این بخش کلیه شرایط و فرضیات استفاده شده برای مدلسازی سازه و فونداسیون نوار شامل هندسه و ابعاد سازه، مشخصات متریال مورد استفاده و بارگذاری سازه براساس نقشه ها و مدارک موجود و همچنین آیین نامه ها و معرفی نرم افزار طراحی پرداخته شده است.

۲- مشخصات هندسی سازه

مدل شامل سه قاب فلزی مهاربندی با دهانه 5 متر و ارتفاع 18.7 متر در راستای طولی می باشد که گالری به صورت مفصلی به آن متصل شده است.
فونداسیون های موجود از نوع منفرد و با ابعاد 2.20x7.00 متر مربع و 7.10x7.50 متر مربع می باشند.



۳- مشخصات مصالح :

مشخصات متریال موجود و خاک منطقه بر اساس اسناد و نقشه های موجود و یا قضاوت مهندسی به صورت زیر در نظر گرفته شده است:

فولاد:

فولاد مصرفی از نوع فولاد ST37 با چگالی 7850 کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته‌ی 200 گیگاپاسکال و نسبت پواسون 0.3 در نظر گرفته شده است. هم‌چنین تنش تسلیم فولاد ST37 برابر با 2400 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، تنش گسیختگی برابر با 3600 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و ضریب حرارتی فولاد برابر با 1.17×10^{-6} می باشد.

بتن :

مقاومت ۲۸ روزه‌ی نمونه‌ی استوانه‌ای بتن مصرفی فونداسیون برابر با 250 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است. هم‌چنین آرماتور مصرفی از نوع AIII با تنش تسلیم 4000 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است.

مشخصات خاک:

با توجه به عدم دسترسی به گزارش مکانیک خاک، تنش مجاز خاک بر اساس اطلاعات قبلی برابر با 2.5 گیلو گرم بر سانتیمتر مربع و وزن واحد حجم خاک به طور میانگین برابر با 2000 گیلو گرم بر مترمربع فرض شده است. هم‌چنین مدول بسترخاک نیز 1.2 برابر تنش مجاز و 3 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع در نظر گرفته شده است.

۴- بارهای وارد بر سازه :

بارهای اعمال شده به سازه شامل وزن تمامی تجهیزات ثابت و متحرک موجود، بار زنده و بار برف، بار باد و زلزله برای منطقه مورد نظر و تنش های حرارت می باشد که جزییات مربوط به بارگذاری در بخش های بعدی این گزارش شرح داده شده است.

4-1) Dead Load:

4-1-1) Self-Supporting Structure Alignment:

This load applied on construction spot of Self-supporting structure to the frame.

Total weight: 8620 kg

Applied load on this structure: $8620/2=4310\text{kg}$

For one side: $4310 \times 0.5=2155\text{kg}$

4-1-2) Covering:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 6960 kg

For one side: $6960 \times 0.5 = 3480 \text{kg}$

4-1-3) Walk Way Tower, Handrail and ...:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 7100 kg

The length is 33m: $7100/33 = 216 \text{kg/m}$

For one side: $216 \times 0.5 = 108 \text{kg/m}$

4-1-4) walk Ways, Handrail and ...:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 1060 kg

For one construction spot: $1060 \times 0.5 = 530 \text{kg}$

4-1-5) Floor and Runway:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 5280 kg

The length is 33m: $5280/33 = 160 \text{kg/m}$

For one side: $160 \times 0.5 = 80 \text{kg/m}$

4-1-6) Floor at elevation +1801.56:

This load applied on up truss frame at elevation +1801.56.

Total weight: 2695 kg

The total area is 61m^2 : $2695/61 = 44.34 \text{kg/m}^2$

4-1-7) Hoist Girders:

This load applied on construction spot of hoist girder to the frame.

4-1-7-1) Total weight $\approx 4000 \text{ kg}$

4-1-7-2) Total weight $\approx 1500 \text{ kg}$

4-1-8) Conveyor Hood Cover:

This load applied on construction spot of Self-supporting structure to the frame.

Total weight: 32kg/m

The length is 23.25m: $32 \times 23.25 = 744 \text{kg}$

For one side: $744 \times 0.5 = 372 \text{kg}$

Applied load on this structure: $372/2 = 186 \text{kg}$

4-1-9) Hanging Special Frame Work:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 1250kg

The length is 12.81m: $1250/12.81 = 97.58 \text{kg/m}$

For one side: $98 \times 0.5 = 49 \text{kg/m}$

4-1-10) Special Skirt Boards:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 760kg

The length is 5.5m: $760/5.5 = 138.18 \text{kg/m}$

For one side: $138 \times 0.5 = 69 \text{kg/m}$

4-1-11) Mobile Head Winch...:

This load applied on construction spot to the frame.

Total weight: 640 kg

4-1-12) Mobile Head Winch (outside...):

This load applied on construction spot to the frame.

Total weight: 531kg

4-1-13) Discharge Chute:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 3350kg

The length is 1.35m: $3350/1.35 = 2481.48 \text{kg/m}$

For one side: $2485 \times 0.5 = 1243 \text{ kg/m}$

4-1-14) Discharge Chute:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 3630kg

The length is 1.35m: $3630 / 1.35 = 2689 \text{ kg/m}$

For one side: $2689 \times 0.5 = 1344 \text{ kg/m}$

4-1-15) Drive and Tail Pulleys Supports:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 480kg

For one side: $480 \times 0.5 = 240 \text{ kg/m}$

4-1-16) Drive Unit:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 5615kg

The length is 2.975m: $5615 / 2.975 = 1888 \text{ kg/m}$

4-1-17) stais:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 4070kg

4-2) Live Load:

4-2-1) Material Load:

Material weight: 185 kg/m

Total weight: $1.2 \times 185 = 222 \text{ kg/m}$

4-2-1-1) This load applied on construction spot of Self-supporting structure to the frame.

The length is 23.25m: $222 \times 23.25 = 5161 \text{ kg}$

Applied load on this structure: $5161 / 2 = 2581 \text{ kg}$

For one side: $2581 \times 0.5 = 1290 \text{ kg}$

4-2-1-2) This load applied on up truss frame.

For one side: $222 \times 0.5 = 111 \text{ kg/m}$

4-2-2) Belt Weight:

Material weight: 16.4 kg/m

Total weight: $1.2 \times 16.4 = 19.68 \text{ kg/m}$

4-2-2-1) This load applied on construction spot of Self-supporting structure to the frame.

The length is 23.25m: $19.68 \times 23.25 = 458 \text{ kg}$

Applied load on this structure: $458 / 2 = 229 \text{ kg}$

For one side: $229 \times 0.5 = 115 \text{ kg}$

4-2-2-2) This load applied on up truss frame.

For one side: $19.68 \times 0.5 = 10 \text{ kg/m}$

4-2-3) walk Way Tower:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 125 kg/m^2

The width of walkway is 0.7m: $125 \times 0.7 = 90 \text{ kg/m}$

4-2-4) Self-Supporting Structure Alignment:

This load applied on construction spot of Self-supporting structure to the frame.

Total weight: 125 kg/m^2

The width of runway is $(1.35 + 2 \times 0.7) = 2.75 \text{ m}$: $125 \times 2.75 = 344 \text{ kg/m}$

The length is 23.25m: $344 \times 23.25 = 7998 \text{ kg}$

For one side: $7998 \times 0.5 = 3999 \text{ kg}$

Applied load on this structure: $3999 / 2 = 2000 \text{ kg}$

4-2-5) Walk Ways:

This load applied on up truss frame.

Total weight: 125 kg/m^2

The width of walkway is 0.7m: $125 \times 0.7 = 90 \text{ kg/m}$

The length is 2.81: $90 \times 2.81 = 246\text{kg}$

4-2-6) Floor and Runway:

This load applied on up truss frame.

Total weight: $125\text{kg}/\text{m}^2$

The width of walkway is 2.1m: $125 \times 2.1 = 263\text{kg}/\text{m}$

4-2-7) Mobile Head and Walk Way,....:

This load applied on up truss frame.

Mobile head weight: 7400 kg

Total weight: $1.2 \times 7400 = 8880\text{kg}$

4-2-7) Casing:

This load applied on up truss frame.

Casing weight: 1535kg

Total weight: $1.2 \times 1535 = 1842\text{kg}$

4-2-8) Belt Tention:

Belt tention load on DWG. No. 3400456MTG501 is 10ton.

4-2-9) Idler weight:

Idler weight: $70\text{kg}/\text{m}$

Total weight: $1.2 \times 70 = 84\text{kg}$

4-2-9-1) This load applied on construction spot of Self-supporting structure to the frame.

The length is 23.25m: $84 \times 23.25 = 1953\text{kg}$

Applied load on this structure: $1953/2 = 977\text{kg}$

For one side: $977 \times 0.5 = 488\text{kg}$

4-2-9-2) This load applied on up truss frame.

For one side: $84 \times 0.5 = 42\text{kg}/\text{m}$

4-2-10) stairs:

This load applied on up truss frame.

Total weight: $500\text{kg}/\text{m}^2$

4-3) Snow Load:

Snow load calculate as below:

$$P_r = 0.7 * I_s * C_t * C_e * C_s * P_g$$

$$I_s = 1, C_e = 1.1, C_t = 1.2, C_s = 1, P_g = 100\text{kg}/\text{m}^2$$

$$P_r \approx 95\text{kg}/\text{m}^2$$

4-4) Wind Load:

Wind load calculate as below:

$$P = C_q * C_e * q$$

$$C_q = 4e^2 - 5.9e + 4, q = 60.5\text{kg}/\text{m}^2$$

4-5) Seismic Load:

Seismic load calculate as below:

$$C = AB I / R$$

$$(\text{Soil type} = \text{II}, T_0 = 0.1, T_s = 0.5, S = 1.5, H = 19\text{m} \rightarrow T = 0.45)$$

$$A = 0.3, B = 2.5, I = 1, R = 6$$

$$C = 0.125$$

4-6) Temperature Load:

To apply temperature Load, the average temperature $\pm 25^\circ\text{C}$ was applied to all members of frame.

جدول ۱- محاسبه تنش زیر فونداسیون برای فونداسیون شماره ۱

COMBINATION	P	Mx	My	Lx	Ly	Hsoil	Hfon.	σ_x	σ_y
Text	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	cm	cm	cm	cm	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²
COMB1	49277.86	3496415.21	4147.99	220	700	150	100	1.099591774	0.905720695
COMB2	91134.07	5872712.21	216362.01	220	700	150	100	1.503646774	1.215096442
COMB3	34666.84	1116896.27	-530728.22	220	700	150	100	0.872274264	0.716119701

COMB4	39249.95	4127726.54	536950.22	220	700	150	100	1.069613397	0.934961344
COMB5	37331.54	19543726.83	-22729.88	220	700	150	100	1.915189601	0.823387235
COMB6	36585.25	-14299104	28951.87	220	700	150	100	0.026698061	0.827693808
COMB7	66059	2899119.02	-371567.72	220	700	150	100	1.17531553	0.948151525
COMB8	70642.11	5909949.29	696110.73	220	700	150	100	1.372654664	1.166993169
COMB9	68723.7	21325949.58	136430.63	220	700	150	100	2.218230867	1.055419061
COMB10	67977.41	-12516881.3	188112.38	220	700	150	100	0.329739325	1.059725634

جدول ۲- محاسبه تنش زیر فونداسیون برای فونداسیون شماره ۲

COMBINATION	P	Mx	My	Lx	Ly	Hsoil	Hfon.	σ_x	σ_y
Text	Kgf	Kgf-cm	Kgf-cm	cm	cm	cm	cm	Kgf/cm ²	Kgf/cm ²
COMB1	68165.81	-1556988.91	8113502.13	750	710	150	100	311512.5	0.688301704
COMB2	101651.97	-1957794.98	24858056.72	750	710	150	100	311512.5	0.744825772
COMB3	53415.92	337673.46	-19056316.8	750	710	150	100	311512.5	0.69067042
COMB4	48832.8	-2673156.82	31226570.04	750	710	150	100	311512.5	0.634282145
COMB5	50751.21	14518088.97	4982200.62	750	710	150	100	311512.5	0.910707579
COMB6	51497.5	-16853572.3	7188052.58	750	710	150	100	311512.5	0.414244968
COMB7	78530.53	37068.9	-6497900.9	750	710	150	100	311512.5	0.733063452
COMB8	73947.42	-2973761.37	43784985.98	750	710	150	100	311512.5	0.676675197
COMB9	75865.83	14217484.41	17540616.56	750	710	150	100	311512.5	0.95310063
COMB10	76612.12	-17154176.9	19746468.52	750	710	150	100	311512.5	0.456638018

element	position	h(m)	C _e	C _q	P(kg/m ²)
wall	windward	19	2	2.98	72.6
roof	-	19	2	-1.4	-169.4

تحلیل فونداسیون :

فونداسیون باید بتواند به روش مطمئنی بارهای اعمال شده از جانب سازه را به زمین منتقل نماید؛ به این ترتیب با مقایسه تنش اعمال شده در سطح فونداسیون پس از افزایش ظرفیت نوار مورد نظر، با تنش مجاز خاک زیر آن و همچنین بررسی فونداسیون از لحاظ مقاومت در برابر واژگونی، ابعاد فونداسیون موجود کنترل گردید که نتایج حاصل در جداول ۱ الی ۴ ارائه می گردد.

جدول ۳- کنترل واژگونی در فونداسیون شماره ۱

Lx total	2.2
Ly total	7
H fon.	1.7
H soil	0.8
weight of structure	49104
M _o	172199.3
M _r	389329.5
M _o / M _r Must be <1.75	0.442297

جدول ۴- کنترل واژگونی در فونداسیون شماره ۲

Lx total	7.1
Ly total	7.5
H fon.	1.7

H soil	0.8
weight of structure	49104
Mo	225359.9
Mr	1321129
Mo/ Mr Must be <1.75	0.170581

ترکیبات بارگذاری :

۶-۱) ترکیبات بارگذاری استفاده شده برای آنالیز سازه :

ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته شده برای آنالیز سازه با توجه به روش طراحی تنش مجاز به صورت زیر می باشد.
(علائم به کار رفته در این بخش عبارتند از :

- D: dead load
- L: live load
- S: snow load
- Wx: wind load in X direction
- Wy: wind load in Y direction
- Ex: seismic load in X direction
- (Ey: seismic load in Y direction)

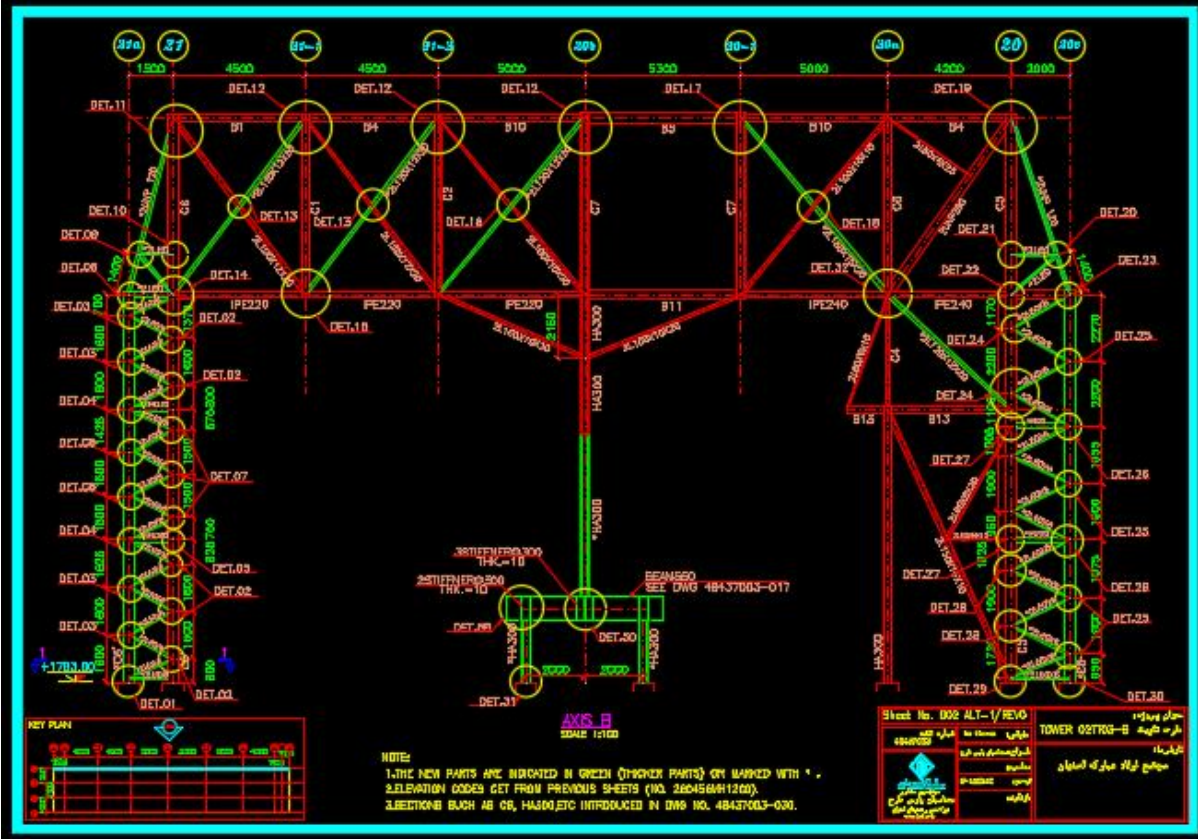
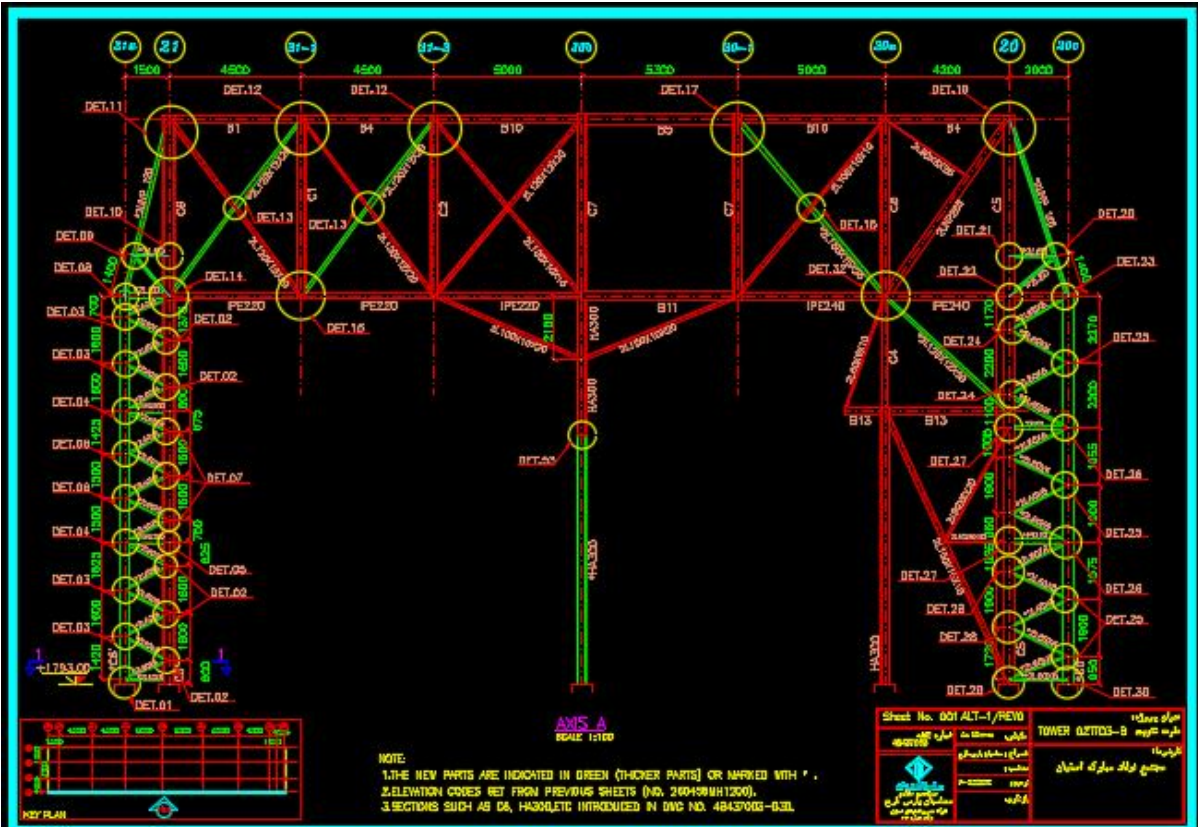
ترکیب بارها :

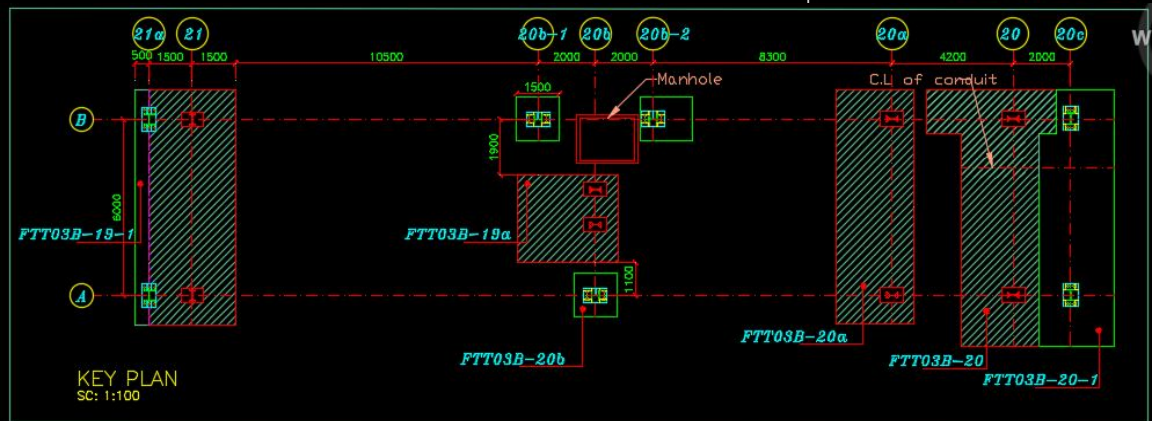
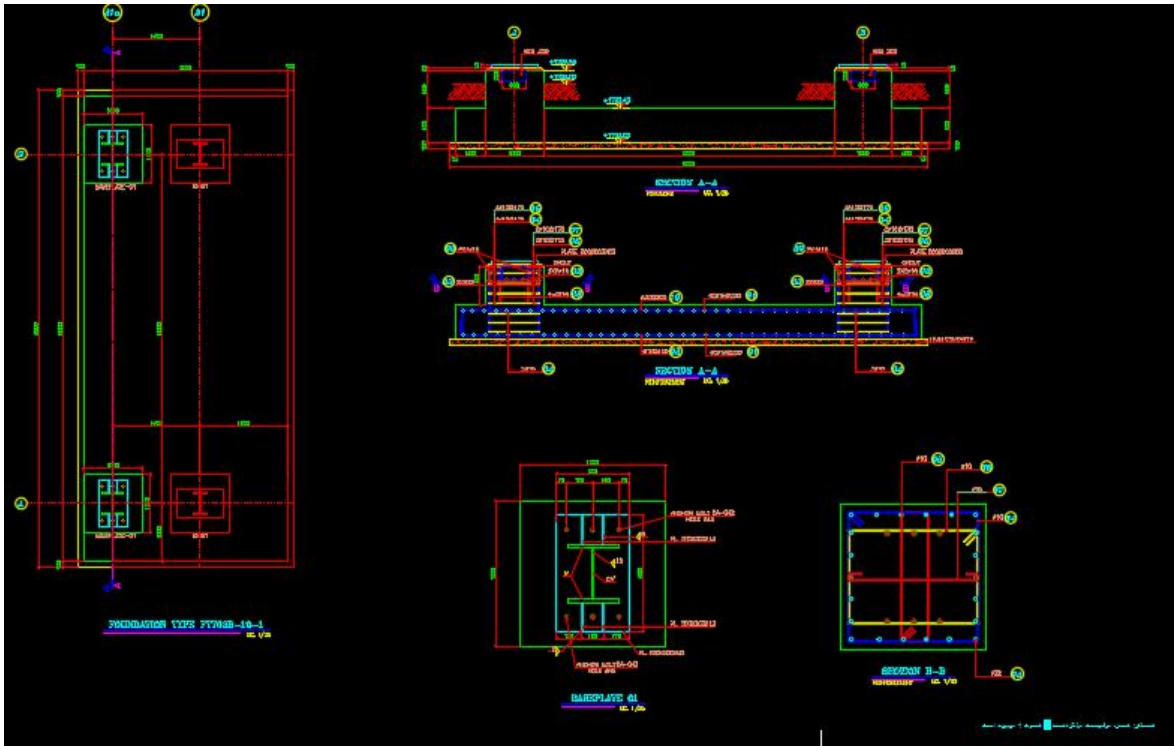
- 1) D
- 2) D+L
- 3) D+S
- 4) $D+0.75S+0.75L$
- 5) $D\pm 0.84Wx$
- 6) $D\pm 0.84Wy$
- 7) $D\pm 0.7Ex$
- 8) $D\pm 0.7Ey$
- 9) $D+0.75L+0.75S\pm 0.63Wx$
- 10) $D+0.75L+0.75S\pm 0.63Wy$
- 11) $D+0.75L+0.75S\pm 0.53Ex$
- 12) $D+0.75L+0.75S\pm 0.53Ey$
- 13) $0.6D\pm 0.83Wx$
- 14) $0.6D\pm 0.83Wy$
- 15) $0.6D\pm 0.7Ex$
- 16) $0.6D\pm 0.7Ey$
- 17) $D\pm T$
- 18) $D\pm 0.75T+0.75L+0.75S$

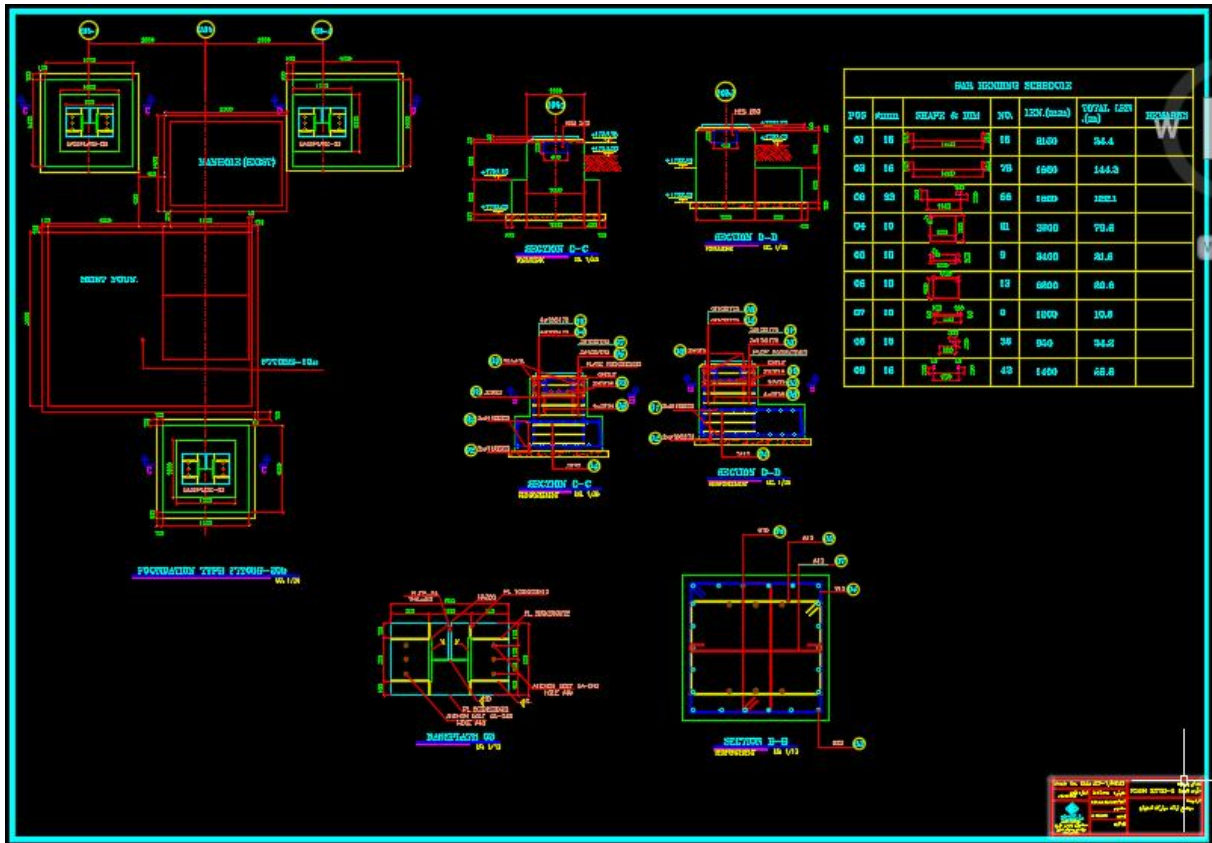
۶-۲) ترکیبات بارگذاری استفاده شده برای کنترل تنش زیر پی :

تنش زیر پی بر اساس نیروهای ایجاد شده در فونداسیون تحت بارهای مرده، زنده، باد و زلزله محاسبه شده است. ترکیبات بار استفاده شده در این مرحله عبارتند از

- 1) D
- 2) D+L+S
- 3) $0.75D\pm 0.75Ex$
- 4) $0.75D\pm 0.75Ey$
- 5) $0.75D+0.75S+0.75L\pm 0.75Ey$
- 6) $0.75D+0.75S+0.75L\pm 0.75Ex$
- 3) $0.75D\pm 0.75Wx$
- 4) $0.75D\pm 0.75Wy$
- 5) $0.75D+0.75S+0.75L\pm 0.75Wy$
- 6) $0.75D+0.75S+0.75L\pm 0.75Wx$







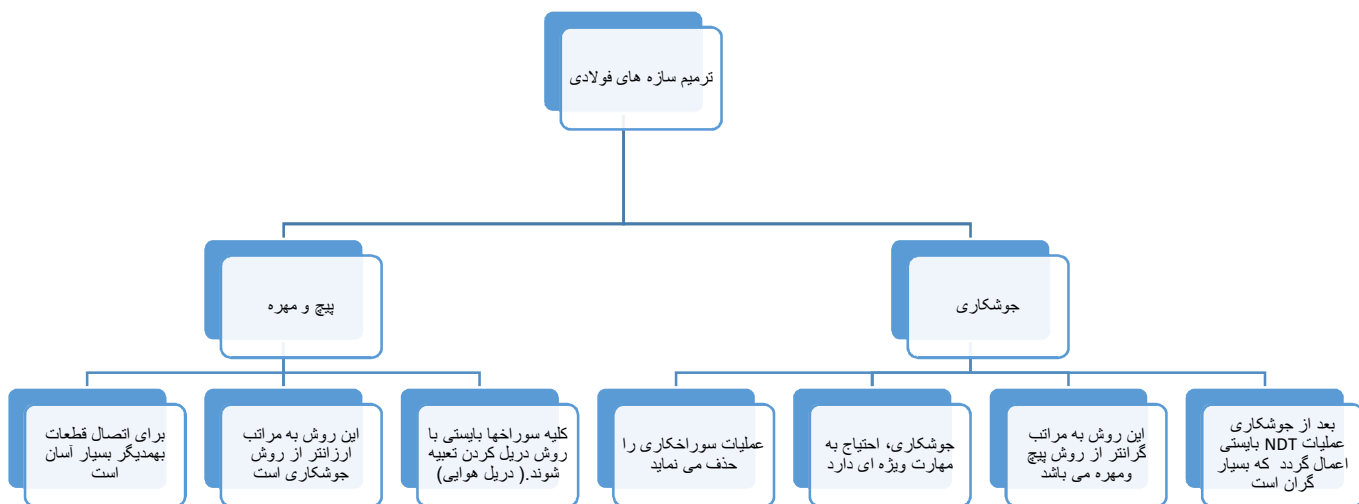
بهسازی و تقویت سازه سازه ۲۸ ریخته گری مداوم

رحمت ... قدیمی چرمهینی ، فوق دکترای مکانیک شکست
ایمان الیاسیان، کارشناس ارشد سازه

تقویت سازه های فلزی تحت بارهای نوسانی بایستی طبق استانداردهای بین المللی انجام پذیرد. یکی از مناسب ترین روش جهت تقویت سازه های فلزی، استفاده از روش المان محدود یا Finite-element می باشد. در این روش، سازه ابتدا توسط نرم افزاری ترسیم و سپس با استفاده از روش مزبور (اعمال شرایط جانبی و نیروها و...) نقاط حاوی تمرکز تنش حاصل می گردند روش مزبور، برای متریال ایده آل یا آیزوتروپیک جوابگو بوده و برای متریالی که چندین سال تحت بارهای نوسانی انجام وظیفه نموده قابل قبول نمی باشد. اینجاست که یک استاندارد بین المللی پا به میان گذاشته و جوابهای حاصله از روش المان محدود را با ضرائب اطمینانی که از طرق آزمایشگاهی و تجربه حاصل گردیده اند مورد بررسی و مطالعه قرار می دهند. جدول زیر، از روش استاندارد EURO3 برگزیده شده که ضرائب مورد نظر را در نایج حاصله از روش المان محدود بکار می گیرد. در روش المان محدود، ابتدا سازه کلی مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته تا نقاط حاوی تمرکز تنش حاصل گردند سپس جهت تسریع در محاسبات عددی، منطقه مزبور را مش بندی نموده (Sub model) و تنشهای وارده را بدست می آورند. پس از این مرحله، ضرائب فوق در نتایج حاصله بکار گرفته می شوند. تقویت سازه های فلزی، معمولاً با استفاده از روش های زیر صورت می پذیرد.

۱- روش جوشکاری

۲- روش پیچ و مهره



جوشکاری روشی است که انجام آن مستلزم زمان کوتاهتری در مقایسه با استفاده از پیچ و مهره می باشد. ولی، جوشکاری قطعات فلزی مهارت و دانش فنی خاصی را می طلبد. قطعات قابل جوشکاری، بایستی طبق استاندارد ASTM-STP-Welding با استفاده از تعیین کربن معادل یا Equivalent Carbon مورد بررسی قرار گیرند. با استفاده از روش فوق، انجام یا رد حالت پیش گرم در سازه مشخص می گردد.

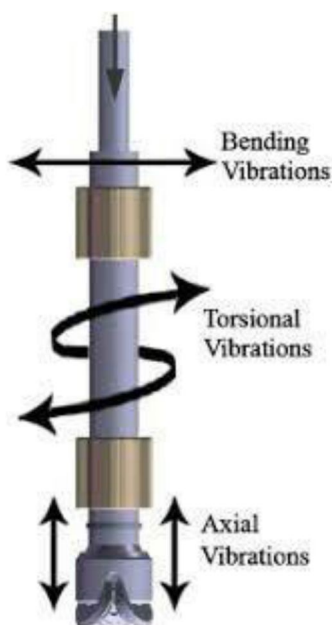
مرحله بعدی، انتخاب صحیح الکتروود با ولتاژ مناسب جهت جوشکاری می باشد. پس از انجام مراحل جوشکاری، قسمت مزبور بایستی توسط روش NDT تست گردیده تا از وجود میکروتورکها در منطقه HAZ اطمینان حاصل گردد. روش جوشکاری، در مقایسه با روش پیچ و مهره از نقطه نظر اقتصادی گرانتر بوده ولی مدت زمان کوتاهتری عملیات تقویت و ترمیم صورت می گیرند.

در روش پیچ و مهره، قطعات فلزی به آسانی به‌همدیگر متصل گردیده و جهت تسریع در انجام کار، از وسایل پنوماتیکی جهت بستن پیچها استفاده می‌گردد. روش پیچ و مهره یا پرچ، در سازه های فلزی تحت بارهای نوسانی در مقایسه با روش جوشکاری از طول عمر خستگی بالاتری برخوردار می باشد.

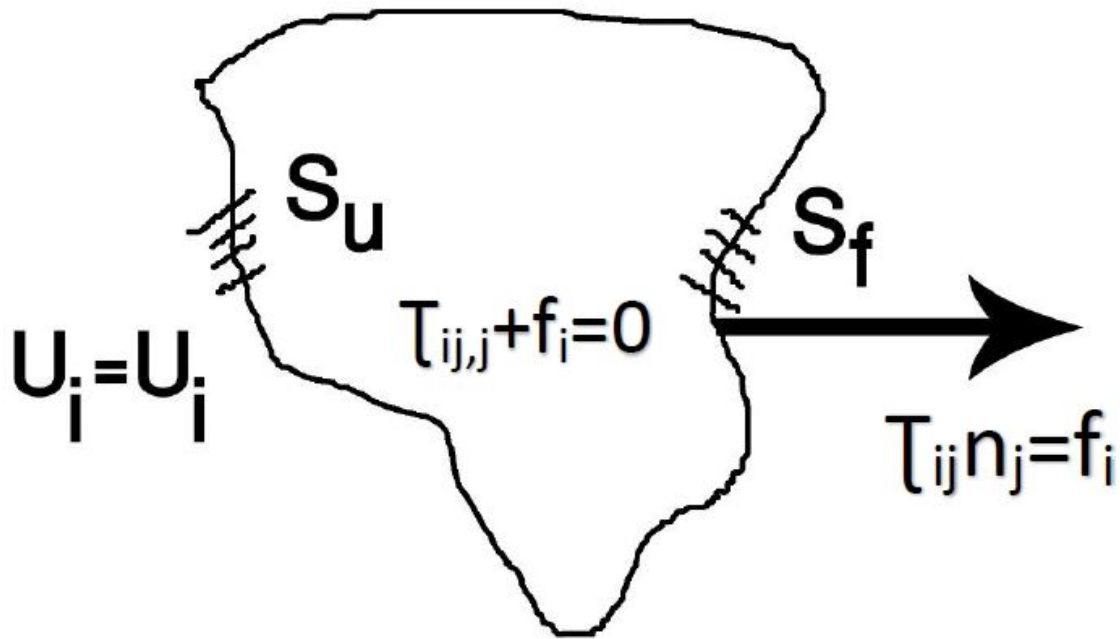
روش جوشکاری مستلزم دانش فنی پیشرفته ای در مقایسه با روش استفاده از پیچ و مهره می باشد. در کشور ما، پیشنهاد می شود کلیه تقویت سازه ها تا آنجایی که مقدور است از پیچ و مهره و در جاهایی که پیچ و مهره کارایی نداشته روش جوشکاری جایگزین گردد. روش پیچ و مهره، به مراتب ارزاتر، مقاوم تر در مقابل نیروهای دینامیکی و.... در مقایسه با روش جوشکاری می باشد.

بنابراین، توصیه می شود در تقویت سازه های فولاد مبار که روش پیچ و مهره بکار گرفته شود.

جرثقیلهای واحد فولادسازی، دهانه ای وسیع داشته تا جایی که ماکزیمم دهانه به 35 متر می رسد. یکی از نکاتی که بایستی بدقت مورد بررسی قرار گیرد وضعیت ارتعاشی سازه های جرثقیل های فولادسازی می باشد. در زیر، بطور شماتیک نحوه مدهای ارتعاشی آورده شده است.



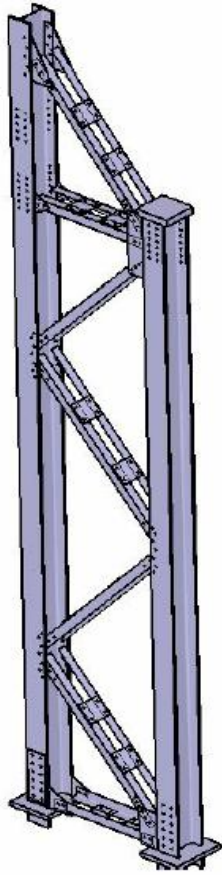
با استفاده از نرم افزار SAP، مکانیزم های مربوطه را مورد بررسی و تحلیل قرار داده تا نقاط حساس حاوی ماکزیمم تنش را مشخص نماید. سپس هر کدام از این نقاط (Hot Spot) را با استفاده از نرم افزار ABAQUS، مورد بررسی و تحلیل قرار داده است



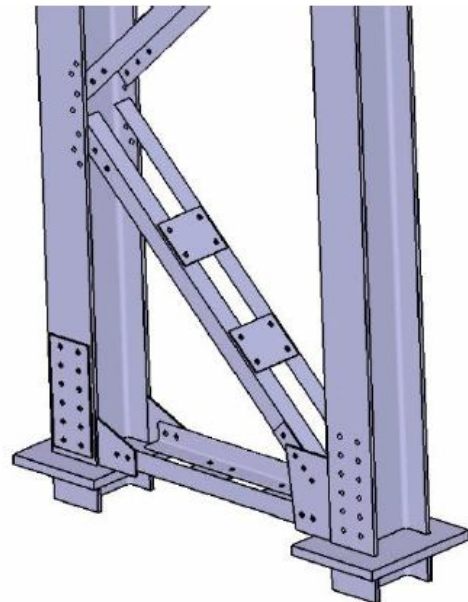
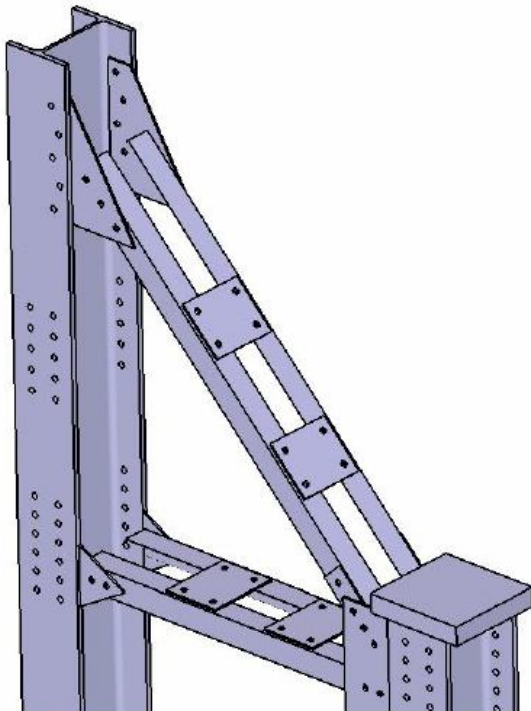
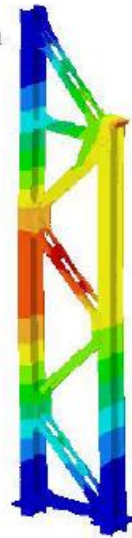
روش مزبور ، تا قبل از طراحی مکانیزهای مهندسی بسیار مهم و حائز اهمیت است . قبل از طراحی ، شخص با تغییر شکل هندسی و ... آنقدر با مکانیزم مربوطه کار نموده تا مکانیزم ایده آل یا Optimum را حاصل نماید . سپس این محاسبات را در اختیار سازنده و ... قرار می دهد . ولی پس از ساخت مکانیزم و انجام عملیات جوشکاری و تعبیه سوراخ جهت مونتاژ پیچها و ... دیگر مکانیزم با مکانیزم اولیه طراحی که توسط کامپیوتر تدوین یافته متغیر است . در اینجا ، شخص می تواند مکانیزم ساخته شده را که چندین سال در معرض کار بوده را با کامپیوتر مش بندی نموده و پس از اعمال شرایط جانبی و نیروها و ... پارامترهای لازم را بدست آورد . ولی ، جواب ها دقیق نبوده و صرفاً یک محاسبات را پشت سر نهاده چونکه ساختار مکانیزم طی سالهای کاری تغییر نموده که با مش بندی و فرض سالم بودن متریاال متفاوت خواهد بود . یکی از بهترین روشها ، نصب Strain gauge در مکان مناسب جهت تعیین نقاط تمرکز تنش دار بوده که جواب های معقولی را در اختیار پژوهشگر قرار می دهد . در تحلیل های شرکت ایترسن ، فاکتور دینامیکی بارگزاری که حرکت رفت و برگشتی جرثقیل ها بوده اعمال نشده و از طرف دیگر اثر تنشهای پسماند یا Residual -Stresses نیز در محاسبات دیده نمی شود . وضعیت طول عمر قطعات تحت بارهای خستگی یا نوسانی می باشد . هر قطعه ای که تقویت گردیده بایستی اثر آن در طول عمر خستگی مکانیزم مشخص گردد .

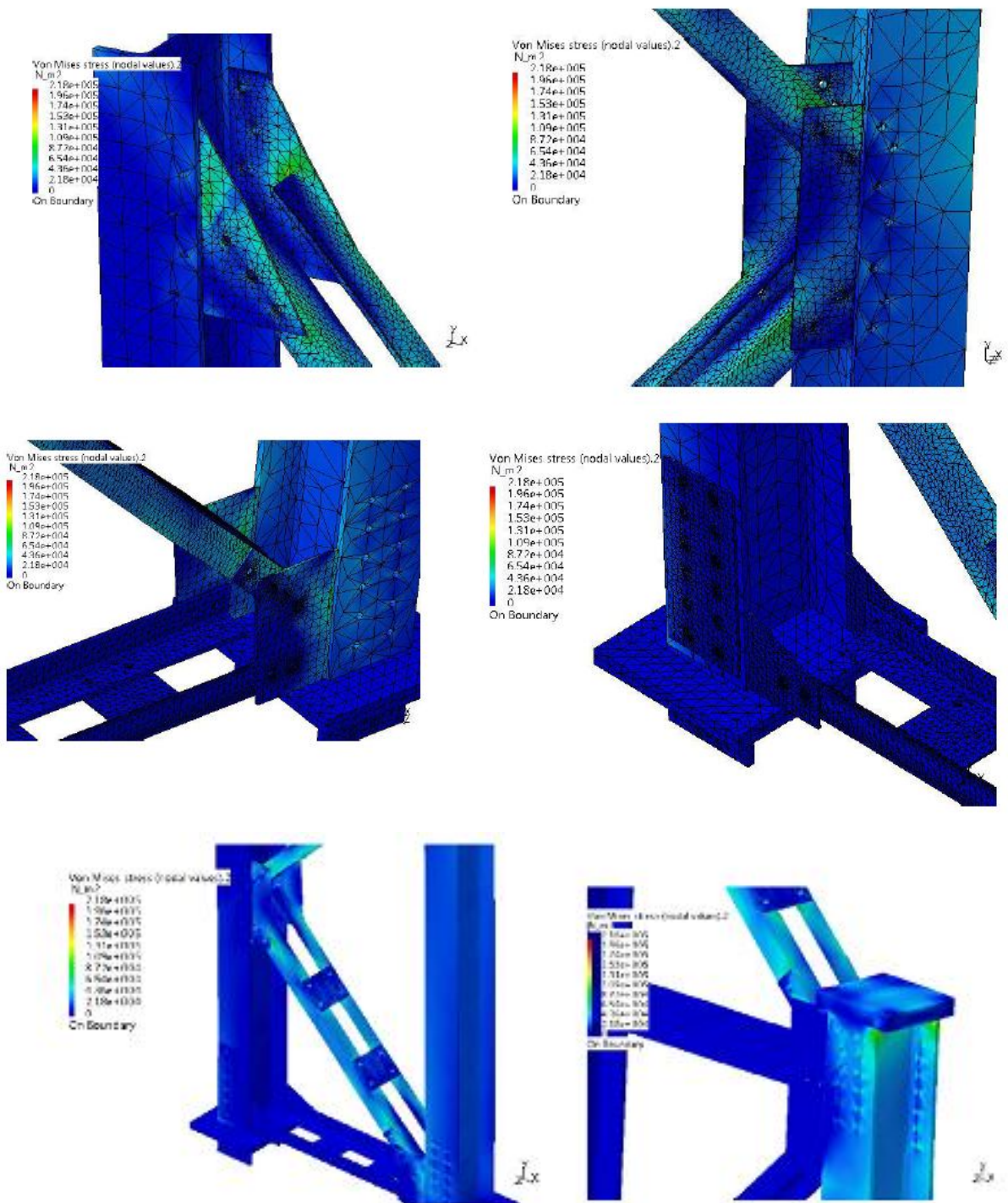
در اینجا ، شخص قادر به 2 روش جهت تقویت قطعات بوده:

- 1- پس از تقویت قطعه مورد نظر ، طول عمر باقی مانده آن توسط استاندارد مربوطه بایستی در اختیار کارفرما قرار دهد Finite-Life
- 2- روش دیگر ، ثابت نگه داشتن تنش در مکانیزم و یا پایین آوردن بارگزاری جهت افزایش طول عمر یا Infinite-Life می باشد .



Translational displacement magnitude.1
mm
0.00308
0.00277
0.00247
0.00216
0.00185
0.00154
0.00123
0.000925
0.000616
0.000308
0
On Boundary





استفاده از المان محدود یا Finite-elements جهت تحلیل تنش ها در سازه ها قبل از استفاده از روش المان محدود در سازه ها جهت تعیین تنش های بحرانی، بهتر است با روش تعیین طول عمر باقیمانده قطعات تحت بارهای نوسانی مروری داشته باشیم. برای تعیین طول عمر باقیمانده قطعات تحت بارهای نوسانی، ابتدا مکانیزم مورد نظر را با استفاده از روش المان محدود یا Finite-elements (با اعمال شرایط جانبی و بارگذاری مناسب) مورد بررسی قرار داده تا نقاط بحرانی حاوی تمرکز تنش در سازه حاصل گردند.

با انجام محاسبات عددی جهت تعیین نقاط تمرکز تنش دار در سازه، با انجام محاسبات عددی (Finite-elements)، نقاط حاوی تمرکز تنش در سازه مشخص می گردند.

در اینجا، ما یک ستون از واحد فولاد سازی را جهت روشن شدن مطلب فوق بکار گرفته ایم. پس از اعمال شرایط جانبی و نیروهای وارده بر آن، قطعات حاوی ماکزیمم تنش در آن مشخص می شوند. حال برای تعیین دقیقی مقادیر مربوطه، از روش های زیر می شود بهره گیری نمود.

۱- روش h در المان محدود (h-version)

۲- روش مدل سازی جزئی (Sub-model)

امروزه، بیشتر نرم افزارهای موجود در علم مهندسی، از روش h جهت تعیین مقادیر نسبتاً دقیق قطعات حاوی تمرکز تنش دار استفاده می کنند. با انجام روش فوق، مقدار تنش اعمالی بر روی قطعات در دسترس قرار می گیرد. روش دیگر، ایجاد منطقه بحرانی یا Sub-model بوده که ابتدا کل سازه را با اعمال شرایط جانبی و نیروها مورد بررسی قرار داده تا نقاط تمرکز تنش دار حاصل گردند. سپس، منطقه حاوی تنش ماکزیمم را با اعمال شرایط جانبی (تغییر مکانها در قسمت های بریده شده) و نیروهای اعمالی مورد بررسی قرار می دهند تا نتایج حاصله که حاوی مقادیر دقیقتر تنش در سازه می باشد حاصل گردد. انجام محاسبات نرم افزاری ستون مورد نظر، قطعه حاوی ماکزیمم تنش مشخص گردید. در اینجا، فوراً برمی گردیم به جداول استاندارد و در می یابیم که قطعه مزبور که دارای پرچ (riveted) بوده در استاندارد (Detail class) در فایل EURO3، دارای تنش مساوی 71 MPa برای مقدار دو میلیون سیکل باری می باشد. حال، مقدار تنش حاصله از انجام محاسبات عددی، برای 1KN بار اعمالی، حدود 2.18e+5 Pa گردید. با در نظر گرفتن بار جرثقیل که در اینجا حدود 20 T برآورد شده، تنش حاصله حدود 21.8 MPa گردید.

تنش مزبور، از نقطه نظر استاتیکی برآورد شده است.

از طرفی، قطعه مزبور تحت بارهای دینامیکی، حرارتی، و ... قرار داشته که بایستی طبق استاندارد EURO3، برای حالت مطمئن با اعمال ضرایب اطمینان مناسب، ضریب اعمالی مناسب اتخاذ گردد.

برای اطمینان حاصل از عملکرد قطعه تحت بارهای مزبور فاکتور 1.4 با در نظر گرفتن 75% آمار احتمالات و 95% ضریب اطمینان (پوشش دهنده بارهای دینامیکی-حرارتی (پسماند)...) در کلیه محاسبات نرم افزاری اعمال می گردد. با توجه به مطالب فوق، مقدار تنش اعمال بر قطعه مزبور چنین خواهد بود.

$$\sigma_{all} = 21.8 \times 1.4 = 30.52 \text{ MPa}$$

از طرفی، استاندارد EURO3 تنش اعمالی (از ۳۶ تا ۱۶۰ مگا پاسکال) منحنی های 71MPa S-N پاسگال گردید. اگر ضرایب ایمنی استاندارد را بکار گیریم مقدار تنش بصورت زیر خواهد بود.

$$\sigma_{all} = \frac{71}{1.4} = 50.72 \text{ MPa}$$

با در دست داشتن تنشهای استاندارد و محاسبه شده توسط نرم افزار، قدم بعدی محایات حد خستگی و حد بی نهایت متریکال مزبور طبق فرمول های زیر می باشد.

$$\text{حد خستگی} \Rightarrow \Delta\sigma_D = \left[\frac{2}{5} \right]^{\frac{1}{3}} \Delta\sigma_C = 0.737 \Delta\sigma_C$$

$$\text{حد خستگی بی نهایت} \Rightarrow \Delta\sigma_L = \left[\frac{5}{100} \right]^{\frac{1}{5}} \Delta\sigma_D = 0.549 \Delta\sigma_D$$

جایی که $\Delta\sigma_D$ و $\Delta\sigma_C$ ، به ترتیب تنش بحرانی محاسبه شده توسط استاندارد EURO3 و حد خستگی متریکال تحت بارهای اعمالی یکنواخت می باشد.

بنابراین، حد خستگی قطعه چنین خواهد بود.

$$\Delta\sigma_D = 0.737(50.72) = 37.40 \text{ MPa}$$

از طرفی تنش محاسبه شده توسط نرم افزار و ... $30.52 MPa$ بوده که بمراتب کمتر از حد خستگی قطعه بوده و متریال از نقطه نظر خستگی ایده آل می باشد (عمر نامحدود).

در صورتیکه تنش محاسباتی بیشتر از تنش حد صنعتی متریال بوده طراحی با در نظر گرفتن عمر محدود قطعه، تصمیم می گیرد قطعه را طوری تحت بارهای اعمالی (دینامیکی - حرارتی و...) قرار داده تا کوچکترین مشکلی در حین کار پدید نیامده و مکانیزم با طول عمر بی نهایت (تقریبی) تحت بارهای اعمالی انجام وظیفه نماید.

روش دیگر، اضافه نمودن ضخامت قطعه حاوی تمرکز تنش دار در روش المان محدود بوده که با انجام محاسبات جدید، تنش اعمالی بر روی قطعه بدست خواهد آمد. این کار آنقدر تکرار خواهد شد تا تنش محاسبه شده بمراتب کمتر از تنش حد خستگی متریال بوده تا متریال از طول عمر خستگی بی نهایت برخوردار گردد. توصیه می شود برای تقویت مقاطع تحت بارهای نوسانی، بجای اضافه نمودن مقاطع (مانند نبشی، ناودانی، تیر و بریسینگ) به مقاطع مورد نظر (مقاطع بحرانی) قطعه اصلی موجود در سازه را با قطعه جدید با ضخامت بیشتری تعویض نمود.

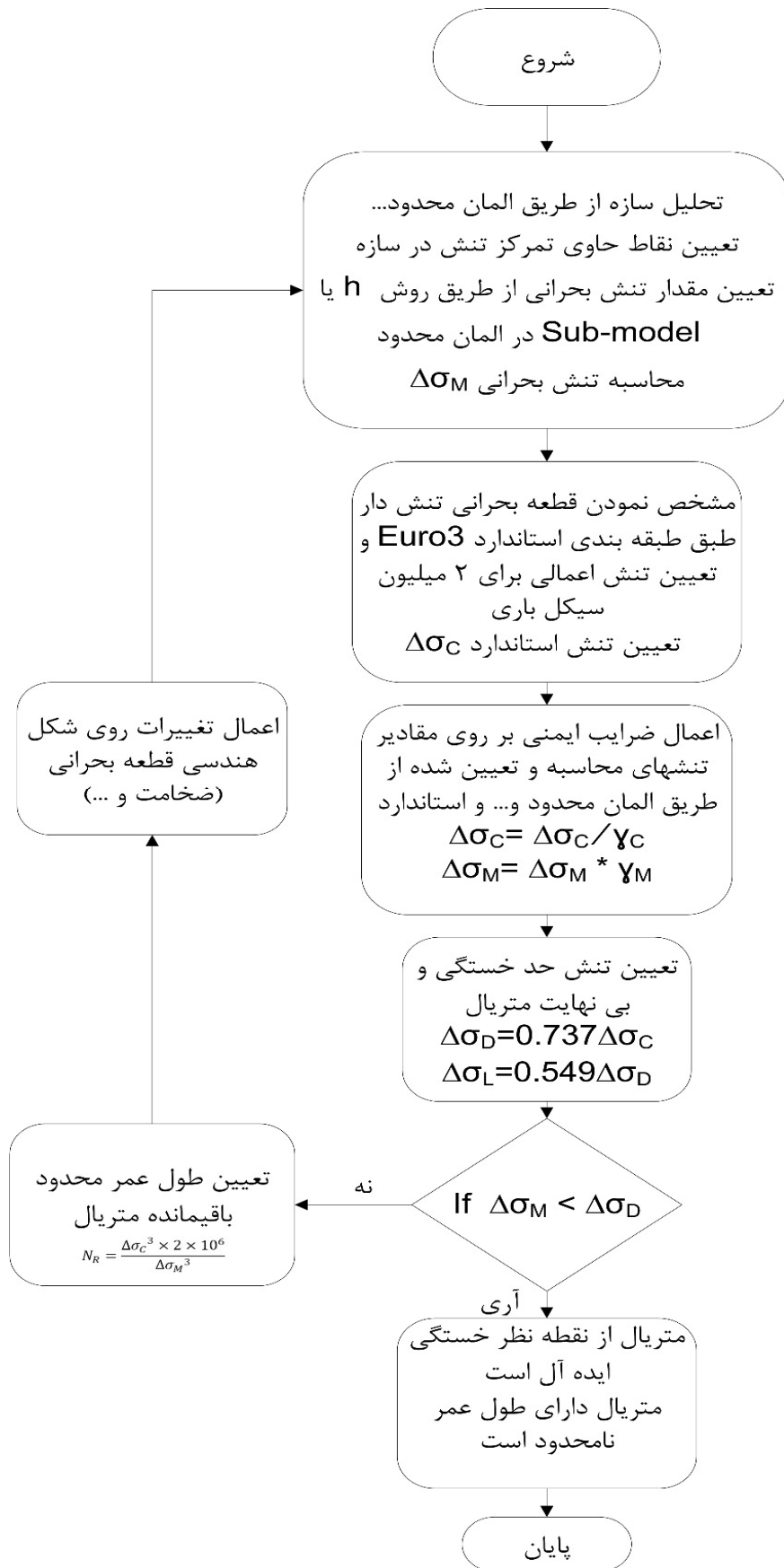
۱- استفاده از روش استاندارد *EURO3*

۲- تعیین طول عمر خستگی مقاطع بحرانی

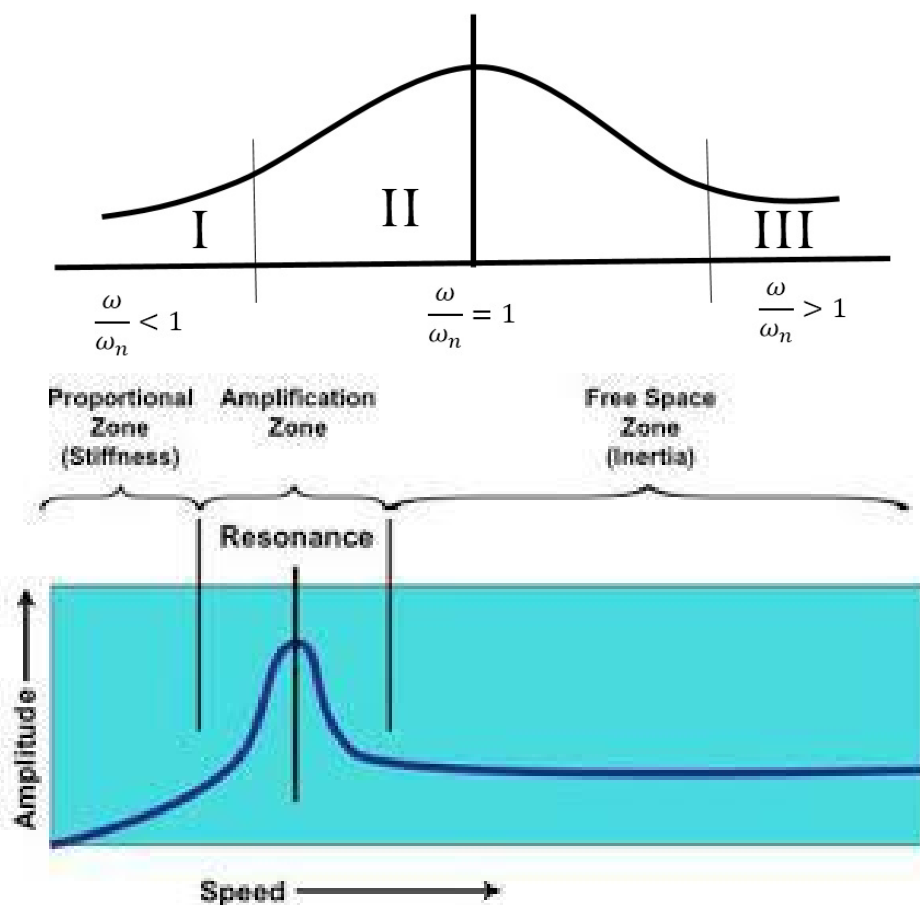
۳- عملیات جوشکاری بایستی طبق استاندارد انجام پذیرد. در این راستا، مقاطع مربوطه بایستی در صورت نیاز عملیات پیشگرم را تجربه نمایند.

برای جوشکاری، نوع الکتروود (قطر مناسب)، ولتاژ مناسب، جنس و ... بایستی در نظر گرفته شود. توصیه می شود برای انجام عملیات جوشکاری، از الکتروودهای خارجی بجای الکتروودهای ایرانی استفاده گردد.

۴- تقویت مقاطع بحرانی سازه ها، (اضافه نمودن به قطعه اصلی) مستلزم مخارج و همچنین زمان زیادی است که بهتر است بجای آن از متریال جدید با ضخامت مورد نظر استفاده شود.



استراتژی جهت ترمیم سازه های فولادسازی از فرمول زیر تبعیت می کند. ماکزیمم دور بر ثانیه حرکت چرخ جرثقیل که توسط مهندسان آلمانی در فولادسازی طراحی گردیده یک دور بر ثانیه می باشد. در بیشتر مواقع، حرکت چرخ از یک دور بر ثانیه نیز کمتر است. بنابراین، سعی و کوشش ما، فقط بایستی منحصر به افزایش استحکام سازه و فرکانس طبیعی سازه باشد.



در اینجا با توجه به مطالب بالا در می یابیم که ما بایستی در ناحیه I انجام وظیفه نمائیم. در این ناحیه، ω یا دور چرخ بر ثانیه بیشترین حد خود را (1 rev/sec) داشته بنابراین ما بایستی سازه ها را تقویت کرده تا استحکام و فرکانس طبیعی آنها را بالا ببریم تا همیشه در ناحیه $\frac{\omega}{\omega_n} < 1$ باشیم.

بنابراین همه تلاش جهت افزایش استحکام و افزایش فرکانس طبیعی سازه بوده که از طریق آنالیز عددی یا Finite Element می باشد

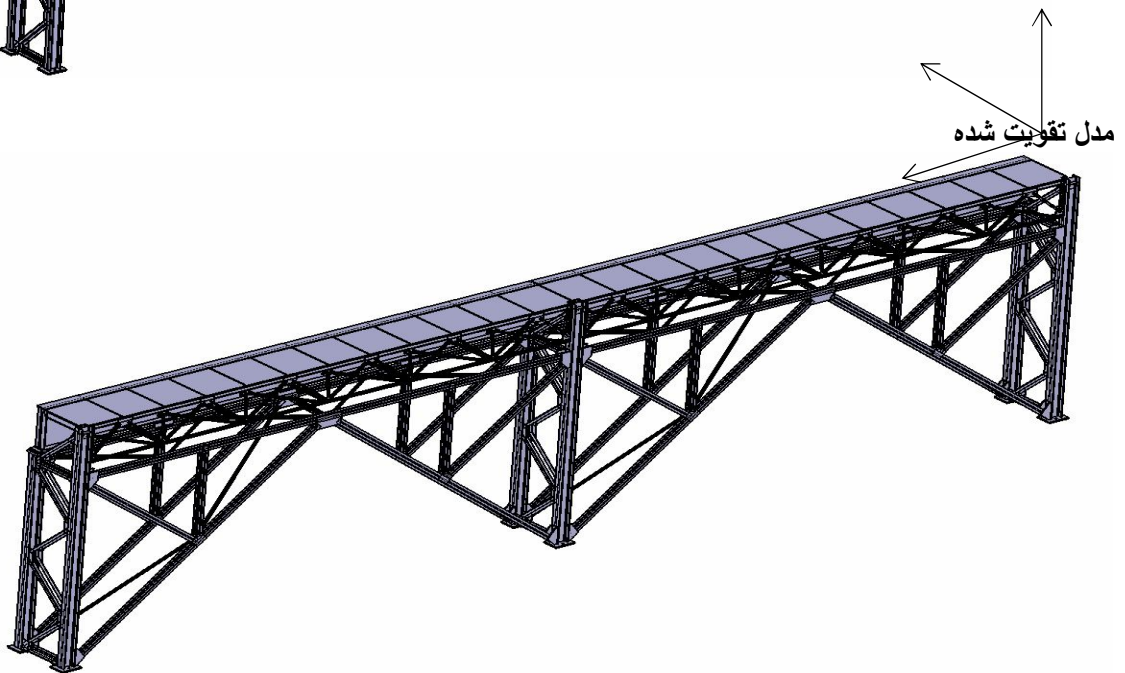
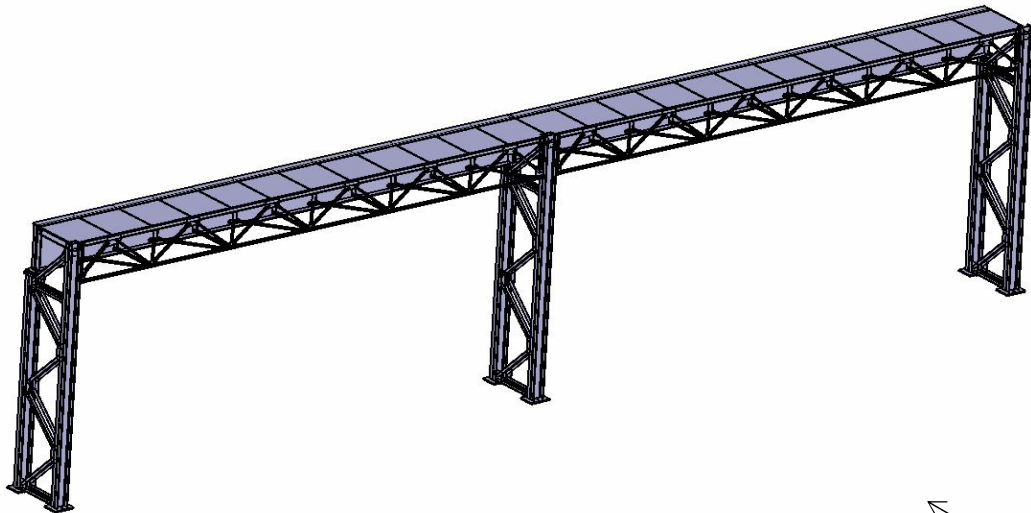
مکانیزم قدیم $S_1 = 7.63 \times 10^4$ Pa

مکانیزم جدید $S_2 = 3.9 \times 10^4$ Pa

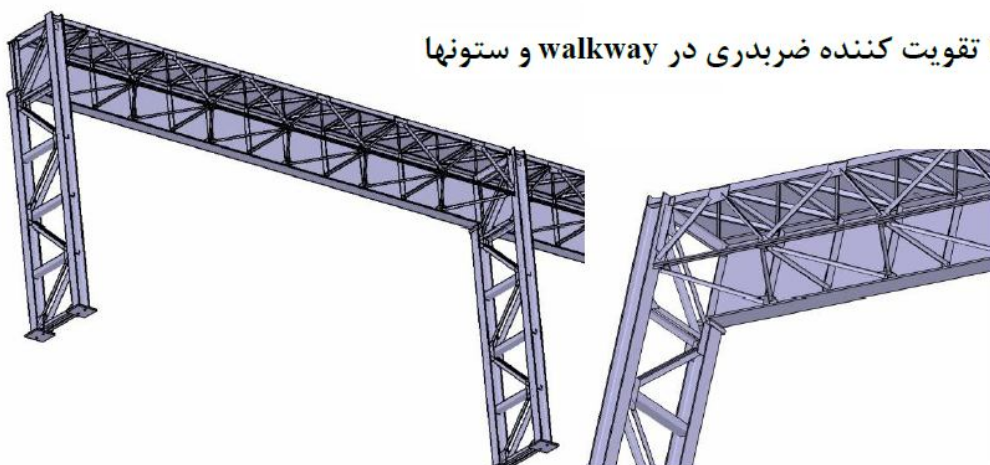
برای ۱۴۰ تن تناژ باری، تنشهای محاسبه شده برای مکانیزمهای جدید و قدیم به ترتیب 106 MPa و 54.6 MPa می باشد. طبق استاندارد Euro3 که در گزارش فاز ۲ آورده شده عمر خستگی باقی مانده برای مکانیزم های جدید و قدیم به ترتیب 79850 و 584260 سیکل کاری محاسبه گردیده است.

ارتعاشات ناخواسته سازه با نصب Pad در زیر ریل کاهش خواهد یافت. ۳- تنش اعمالی ناشی از نیروی عمودی در جهت Z بایستی پایین آورده شده تا عمر سازه از نقطه نظر خستگی افزایش یابد. در این راستا، سطح مقطع تیر گیردر بایستی در قسمتهای بالا و پایین و همچنین جان تیر تقویت گردیده تا از وجود Buckling و Torsion ناخواسته جلوگیری بعمل آید. نقشه اجرایی زیر، نحوه تقویت تیر گیردر را نشان می دهد.

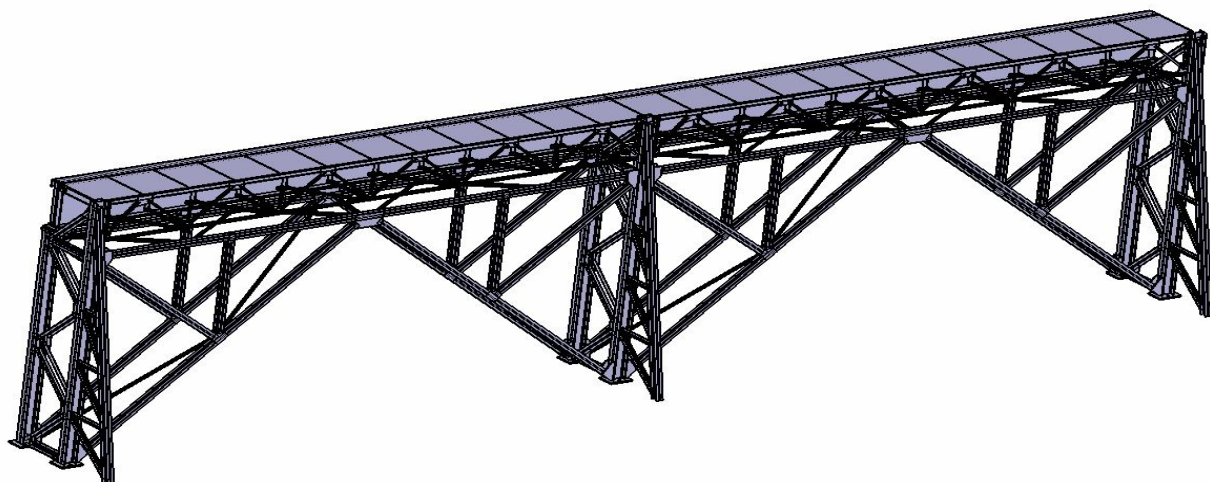
مدل اولیه



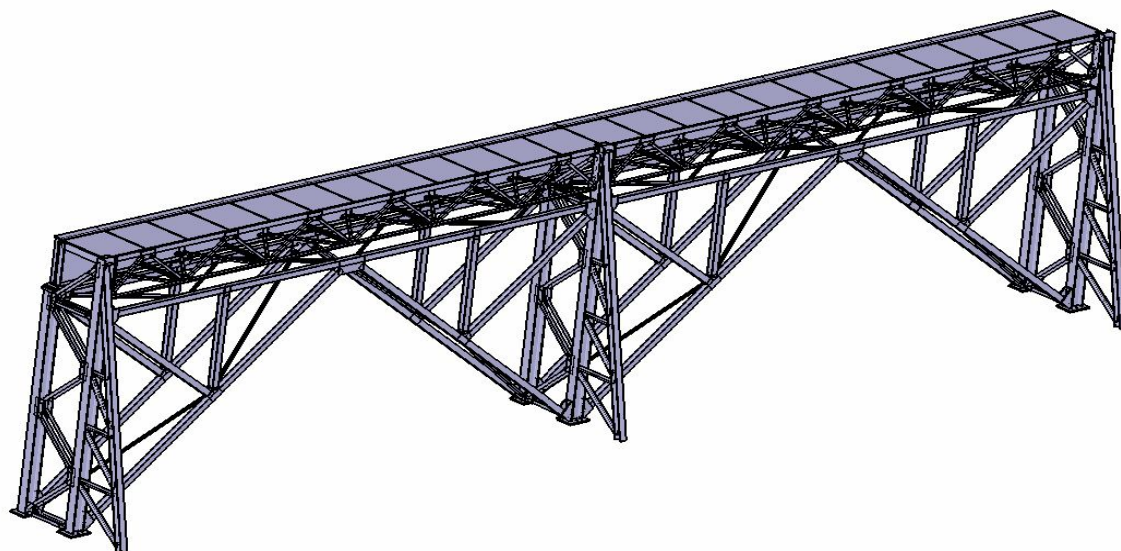
مدل اولیه با تقویت کننده ضربدری در walkway و ستونها

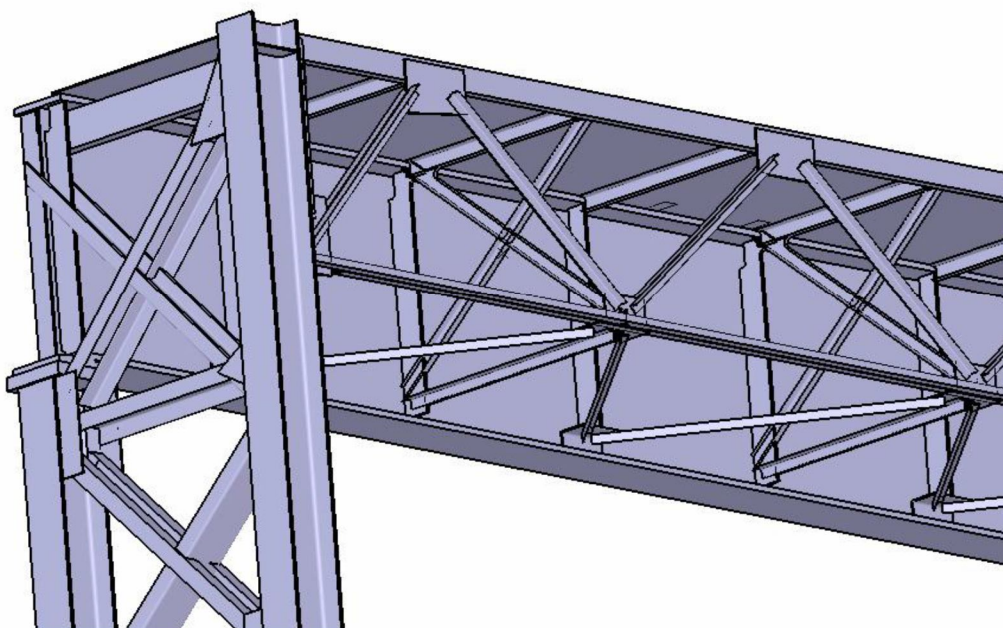
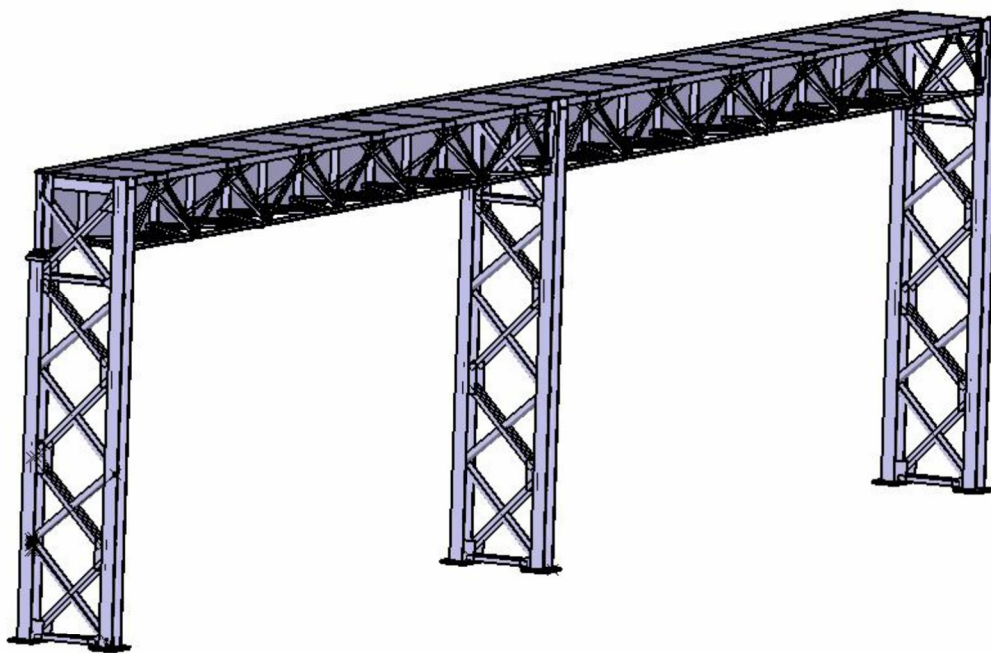


مدل تقویت شده کامل



مدل تقویت شده کامل بهینه

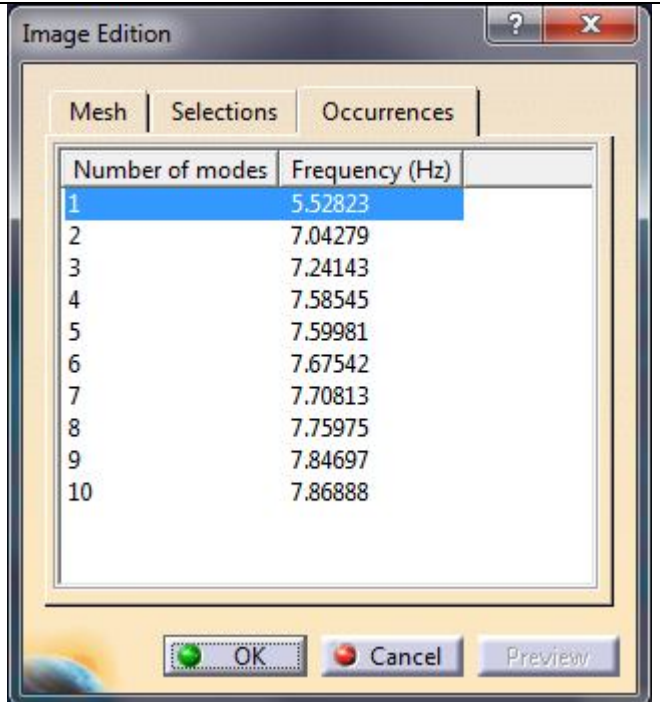




نتایج فرکانسی و مقایسه آنها در جدول زیر ارائه شده است:

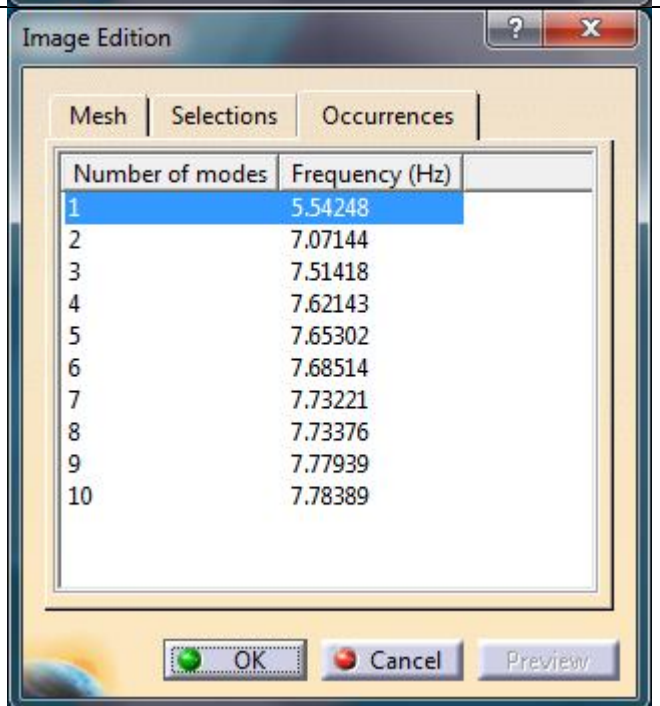
فرکانس	مدل اولیه	مدل اولیه با تقویت کننده ضربدری در walkway و ستونها	مدل اولیه با تقویت کننده ضربدری 2 در walkway و ستونها	مدل اولیه با افزایش ضخامت تیر I 10mm	مدل تقویتی دوم	مدل تقویتی دوم با افزایش ضخامت تیر I 10mm
1	2.43	3	2.83	2.36	4.39	4.04
2	3.95	4.7	6.88	3.57	5.69	5.27
3	5.26	6.15	8.52	4.78	7.53	7.48

مدل تقویت شده کامل



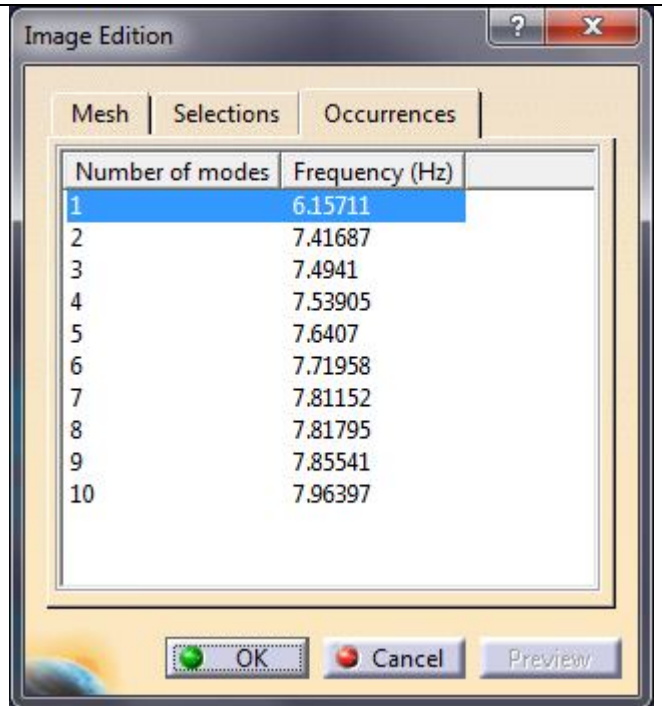
Number of modes	Frequency (Hz)
1	5.52823
2	7.04279
3	7.24143
4	7.58545
5	7.59981
6	7.67542
7	7.70813
8	7.75975
9	7.84697
10	7.86888

مدل تقویت شده کامل ۲



Number of modes	Frequency (Hz)
1	5.54248
2	7.07144
3	7.51418
4	7.62143
5	7.65302
6	7.68514
7	7.73221
8	7.73376
9	7.77939
10	7.78389

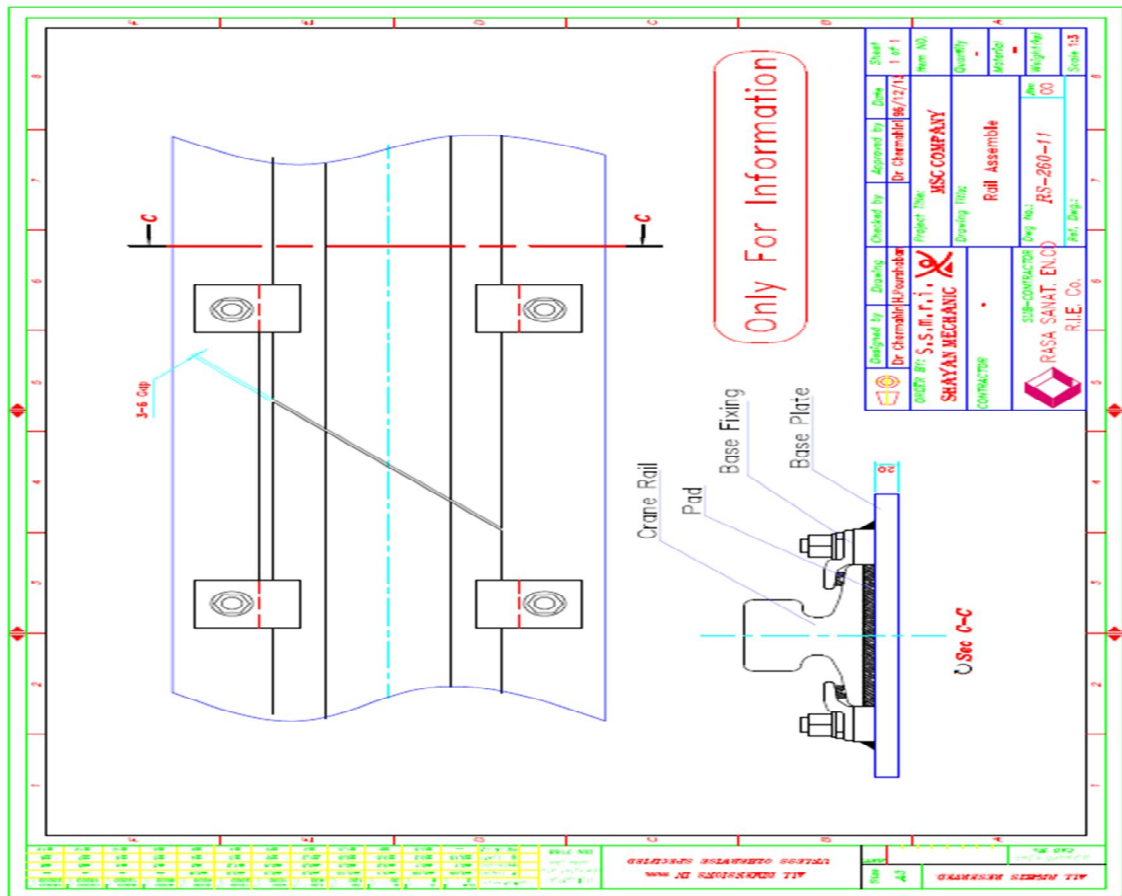
مدل تقویت شده بهینه ۳

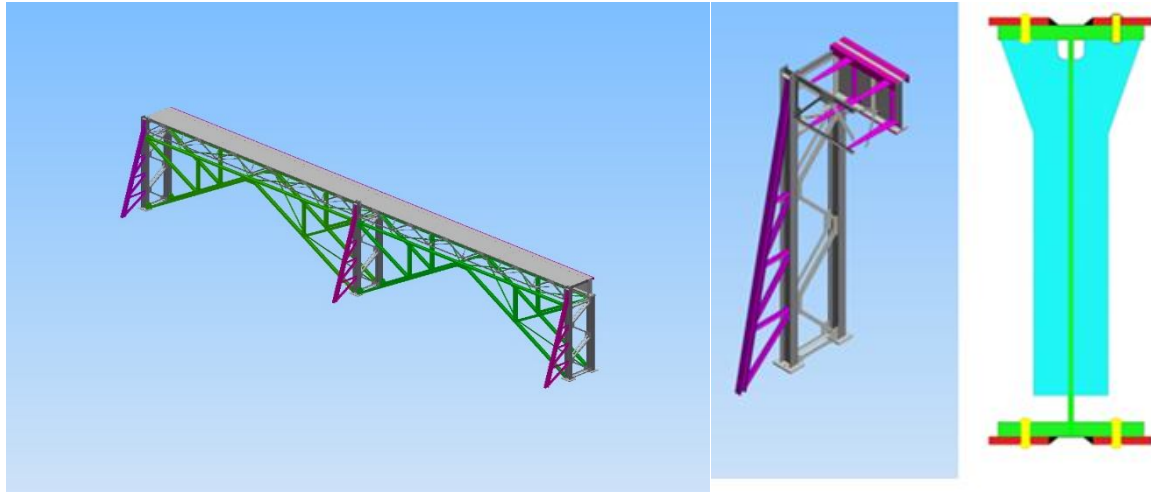


Mode I	II	III	
2.43	3.95	5.26	طرح موجود
4.39	5.68	7.52	طرح تقویت شده
5.52	7.04	7.24	طرح کامل تقویت شده
5.54	7.07	7.51	مدل تقویت شده کامل بهینه

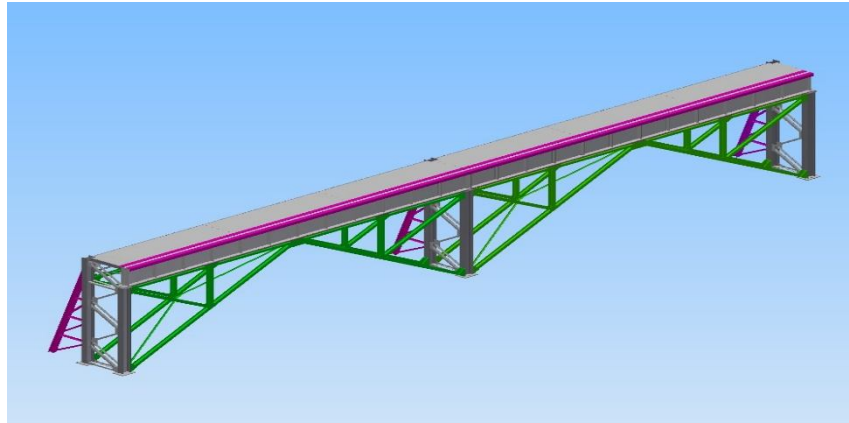
F_x 9.01×10^5 Pa F_y 2.03×10^6 Pa F_z 3.66×10^5 Pa	سازه موجود
---	------------

F_x 8.27×10^5 Pa F_y 7.37×10^4 Pa F_z 3.31×10^5 Pa	سازه تقویت شده
F_x 5.52×10^5 Pa F_y 5.12×10^4 Pa F_z 2.83×10^5 Pa	سازه کامل تقویت شده
F_x 6.9×10^5 Pa F_y 6.19×10^5 Pa F_z 3.2×10^5 Pa	مدل تقویت شده کامل بهینه

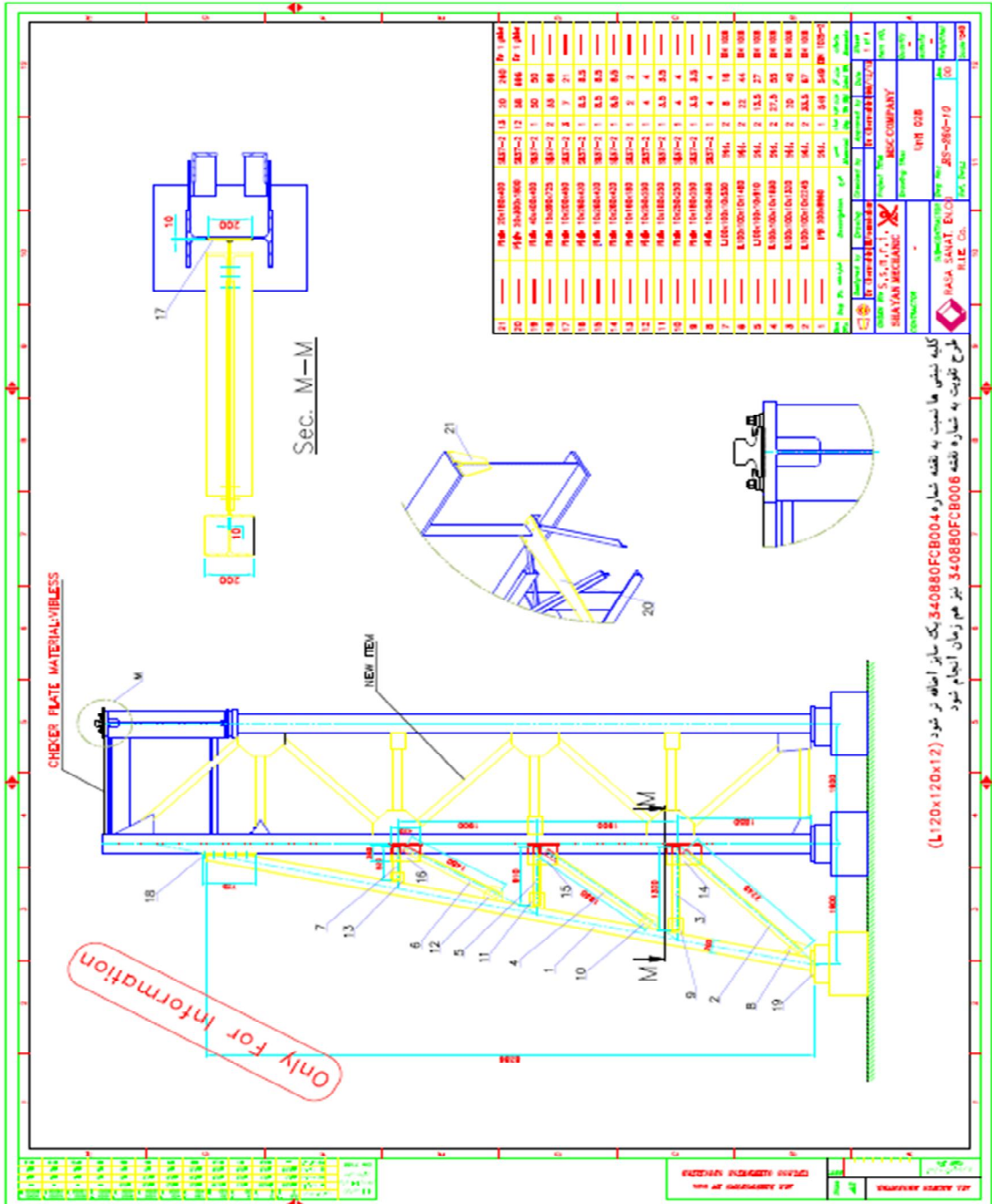




مدل		تنش (MPa)	افزایش درصد استحکام نسبت به مدل اولیه	ماکزیمم مقدار تغییر شکل (mm)
مدل اولیه		425	-	24
مدل اولیه با افزایش 10mm ضخامت تیر I		310	27 درصد	22.4
مدل اولیه با تقویت کننده ضربدری در walkway و ستونها		411	3.3 درصد	18.6



<p>مدل اولیه با تقویت کننده ضربداری 2 در walkway و ستونها</p>		276	35 درصد	17.6
<p>مدل تقویتی دوم</p>		341	20 درصد	15.1
<p>مدل تقویتی دوم با افزایش به 10mm ضخامت تیر I</p>		230	46 درصد	13.9

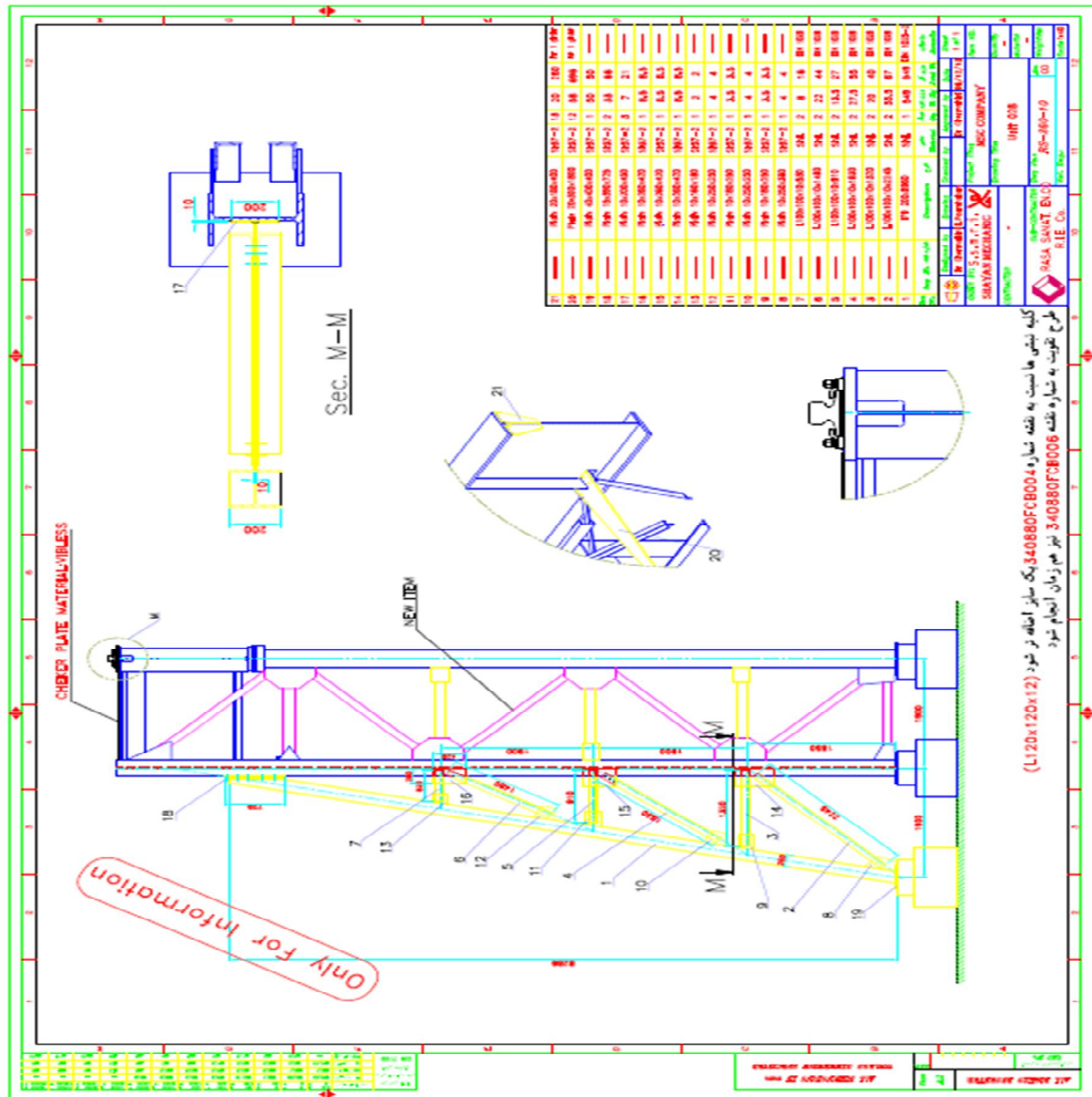


ردیف	شرح	مقدار	واحد	مجموعه	واحد	مجموعه
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21

طراحی و اجرا: **SHAYAN MECHANICAL**
 شماره پروانه: **340880FCB006**
 تاریخ: **1398/08/19**
 مکان: **تهران**
 نام کارفرما: **پارس سامان بند**
 شماره پروانه: **340880FCB004**
 تاریخ: **1398/08/19**
 مکان: **تهران**

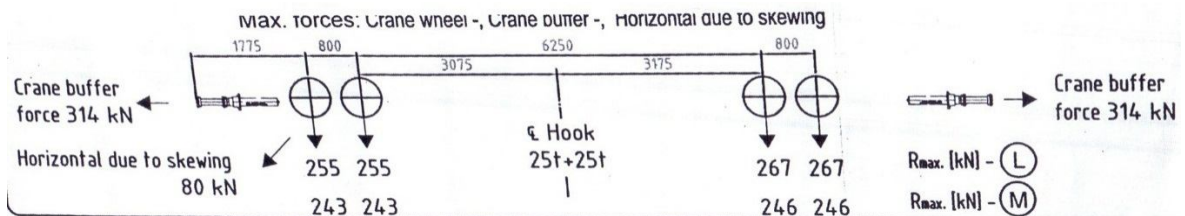
کلیه نقشه ها نسبت به نقشه شماره **340880FCB004** یک سازه اصلاحی تر شود. (L120x120x12)
 طرح تفویض به شماره نقشه **340880FCB006** نیز هم زمان انجام شود.

Only for Information



تعیین طول عمر خستگی قطعات سازه ۰۲۸ ریخته گری مداوم

برای محاسبه طول عمر خستگی سازه مزبور، یک دهانه از واحد ۰۲۸ ریخته گری انتخاب و طبق بارگذاری مربوطه (پیوست) مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت، طبق محاسبات عددی انجام شده، ماکزیمم تنش حاصله از اعمال بارهای مربوطه (دینامیکی) حدود 4.25×10^8 Pa گردید.



با بهینه سازی مدل قدیمی و اعمال قطعات جدید بر روی سازه، محاسبات عددی مجدداً اعمال و ماکزیمم تنش حاصله 3.16×10^8 Pa گردید که حدود ۲۶ درصد کاهش را تجربه نمود.

برای تعیین طول عمر خستگی قطعات سازه، با استفاده از استاندارد Euro3 عمل می‌کنیم. در این استاندارد، طول عمر قطعه برای حدود ۲ میلیون سیکل کاری در نظر گرفته شده است. با استفاده از قوانین استاندارد فوق طول عمر قطعه تحت تنش‌های محاسبه گردیده بر روی قطعات سازه چنین محاسبه می‌شود.
برای سازه قدیم:

$$C = N\Delta\sigma^m$$

$$C = 2 \times 10^6 \times 225^3 = 2.3 \times 10^{13}$$

$$N = \frac{2.3 \times 10^{13}}{(425 \times 1.4)^3} = 108.150 \text{ Cycles}$$

برای سازه بهینه:

$$N = \frac{2.3 \times 10^{13}}{(316 \times 1.4)^3} = 265.633 \text{ Cycles}$$

بررسی علل شکست شاسی پایتل بر واره‌ها راهکار جلوگیری از خرابی آن

رحمت قدیمی چرمهینی - دکترای مکانیک شکست و خستگی شرکت شایان مکانیک سپاهان

ایمان الیاسیان - دانشجوی دکترای عمران سازه

مجید جباری - دکترای مکانیک - هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی خمینی شهر

چکیده: شاسی پاتیل بر واحد حمل و نقل فولاد مبارکه شکست ناخواسته ای را تجربه کرده است شکست مزبور، به نظر می‌رسد بعلت نامیزان بودن حرکت جکهای هیدرولیکی و نامطلوب بودن سیستم روانکاری بوشهای مستقر در بدنه شاسی انجام پذیرفته است. برای جلوگیری از شکست مجدد و ارائه راهکار عملی جهت افزایش طول عمر سازه مزبور از نرم افزارهایی چون جهت تحلیل استاتیکی و دینامیکی استفاده شده است و نقشه‌های اجرایی پس از آنالیز و SIM Designer و ADAMS طراحی مجدد جهت اجرا ارائه می‌گردد

کلید واژه: شکست سازه فولادی-نرم افزار SIM Designer- تحلیل دینامیکی و استاتیکی

شاسی پاتیل بر ماشین‌های جدید در واحد حمل و نقل فولاد مبارکه از محل نشیمنگاه شافت اصلی دوار شکست ناخواسته ای را تجربه نموده است. با بررسی اطلاعات حاصله از مکانیزم مزبور و قطعات شکسته شده در می‌یابیم که مکانیزم از نقطه نظر طراحی ایده آل نبوده و بایستی طراحی جدیدی در رابطه با جلوگیری از شکست مجدد انجام پذیرد. در زیر قطعات شکسته شده و تصاویری هم از مکانیزم پاتیل بر آورده شده است



با بررسی اطلاعات حاصله در می یابیم که مکانیزم مزبور از نقطه نظر دینامیکی ایده آل نبوده و هدف از انجام این طرح پژوهشی، بهینه سازی مکانیزم جدید بوده که جهت جلوگیری از شکست مجدد با بهره گیری از تحلیل های دینامیکی دستورات عمل اجرایی در اختیار واحد مربوطه قرار خواهد گرفت. در زیر، تحلیل های المان محدود جهت بهینه سازی مکانیزم آورده شده است. ماشین پاتیل بر برای جابجا کردن پاتیل های دارای مذاب استفاده می شود. برای بررسی استحکام قسمتهای مختلف مکانیزم حرکتی این ماشین می توان شرایط مختلف موقعیتی پاتیل در مکانیزم را مورد توجه قرار داده و بحرانی ترین حالت را برای بررسی استحکام هر بخش از مکانیزم حاصل کرد.

در این تحلیل بار وزنی پاتیل بدون مذاب در نظر گرفته شد و مکانیزم در حالت تقارن مورد تحلیل قرار گرفت. انتخاب سه حالت برای موقعیتهای قرارگیری پاتیل مورد نظر گرفته شد که به صورت حالات زیر مشخص شده اند:

حالت ۱: وضعیت بلند کردن پاتیل از زمین

حالت ۲: وضعیت بالاترین ارتفاع پاتیل از زمین

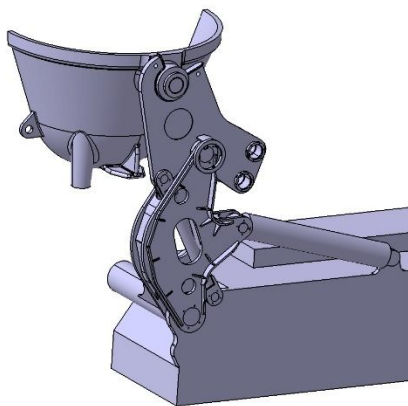
حالت ۳: وضعیت نزدیک به قرارگیری پاتیل روی ماشین

از اهداف این تحلیل بررسی وضعیت استحکام در لولای شاسی مکانیزم می باشد.

در ادامه با اضافه کردن محوری برای جلوگیری از عدم تقارن به بررسی استحکام و نتایج فرکانسی پرداخته می شود.

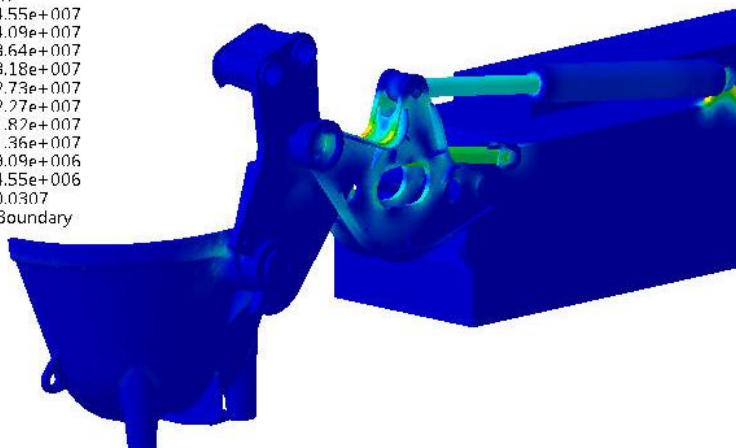
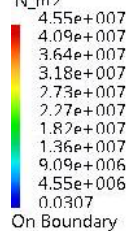


تحليل تنش مدل اوليه

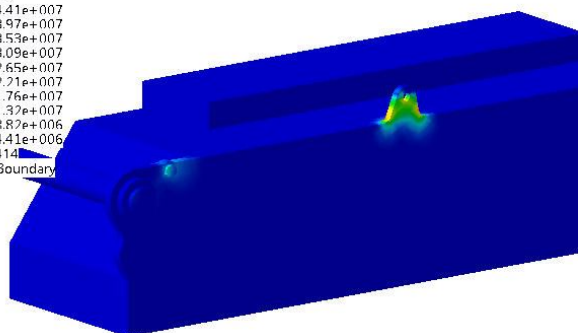
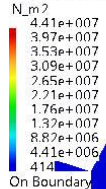


حالت ۱: وضعیت بلند کردن پاتیل از زمین

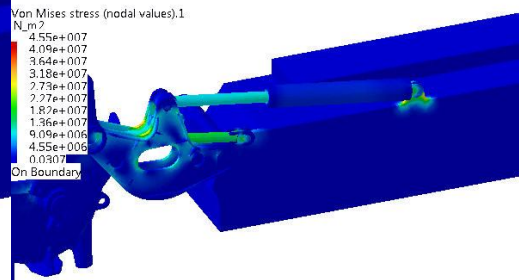
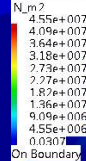
Von Mises stress (nodal values).1
N_m²



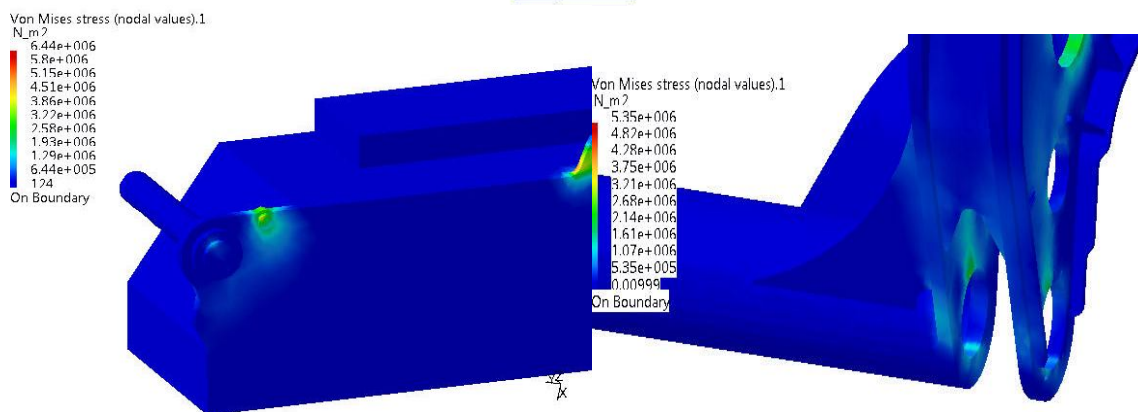
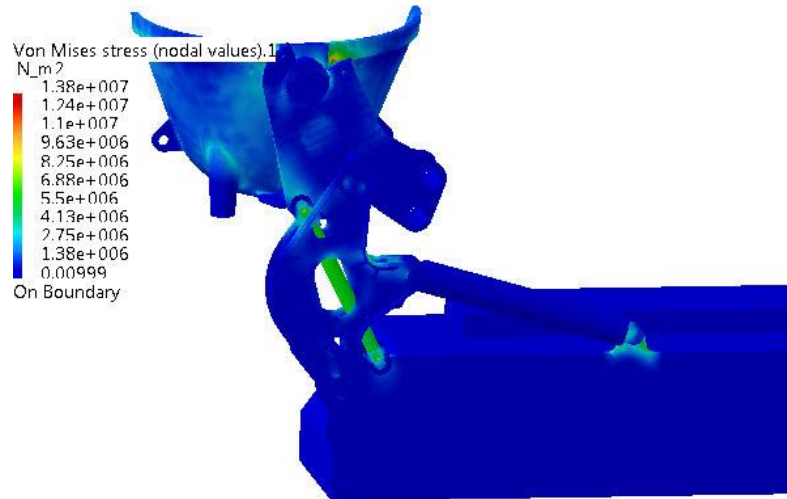
Von Mises stress (nodal values).1
N_m²



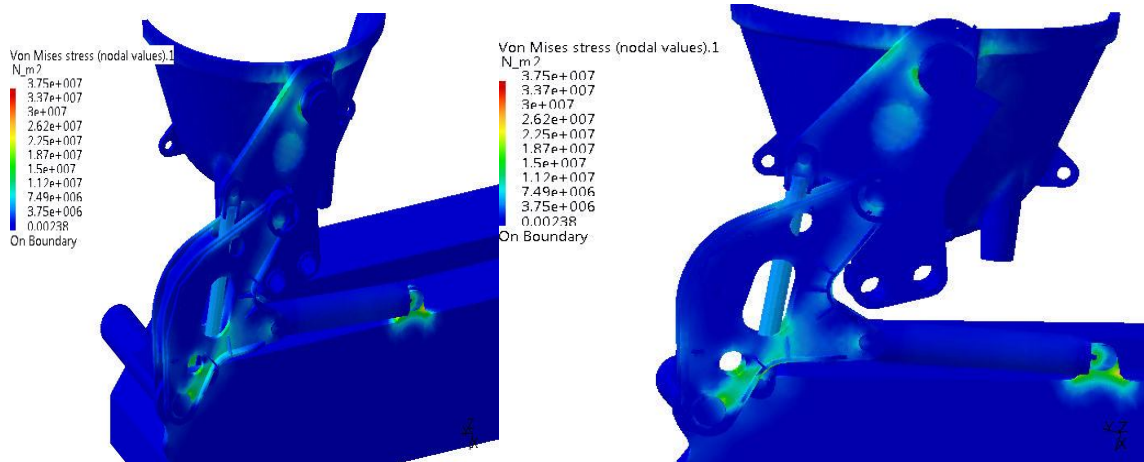
Von Mises stress (nodal values).1
N_m²

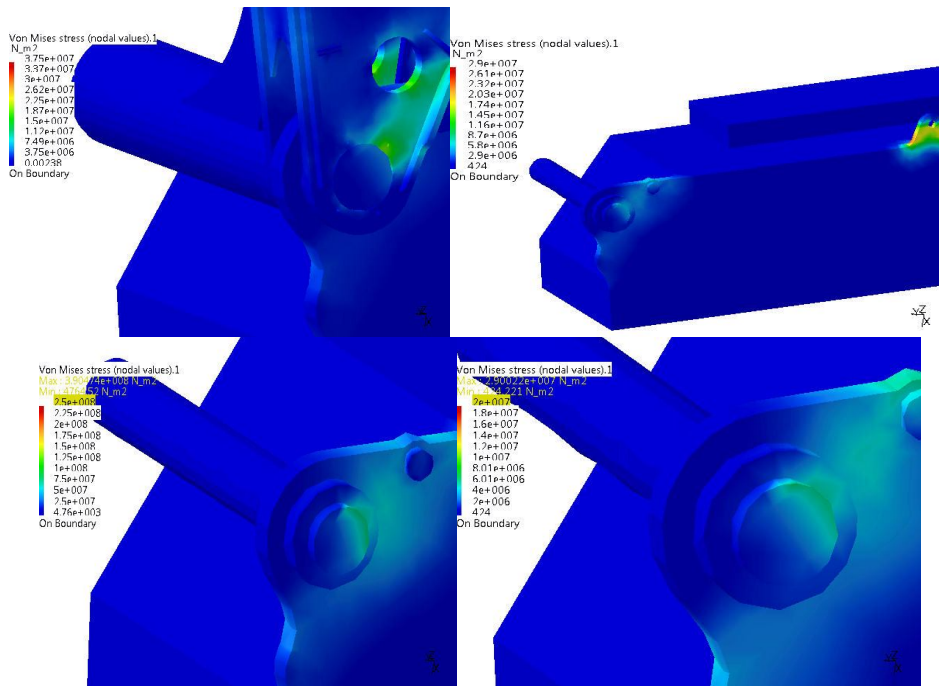


حالت ۲: وضعیت بالاترین ارتفاع پاتیل از زمین



حالت ۳: وضعیت نزدیک به قرارگیری پاتیل روی ماشین





خلاصه و نتیجه گیری

طبق نتایج حاصله جدول زیر برای بررسی استحکام بخش لولا مکانیزم در شاسی ماشین حاصل می شود:

حالت	ماکزیمم تنش در مکانیزم (MPa)	ماکزیمم تنش در لولای شاسی مکانیزم (MPa)
وضعیت بلند کردن پاتیل از زمین	45.5	4.4
وضعیت بالاترین ارتفاع پاتیل از زمین	13.8	2.5
وضعیت نزدیک به قرارگیری پاتیل روی ماشین	37.5	6

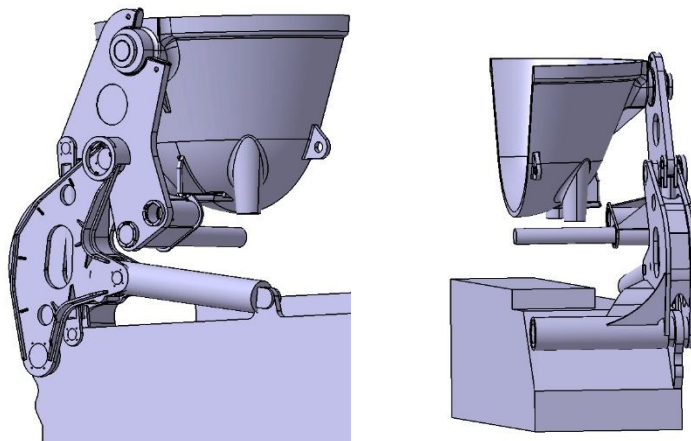
ملاحظه می شود وضعیت حالت ۳ برای بررسی استحکام لولای شاسی بحرانی می باشد. بنابراین برای تحلیل خستگی باید این وضعیت مورد نظر قرار گیرد.

تحلیل فرکانسی مدل اولیه

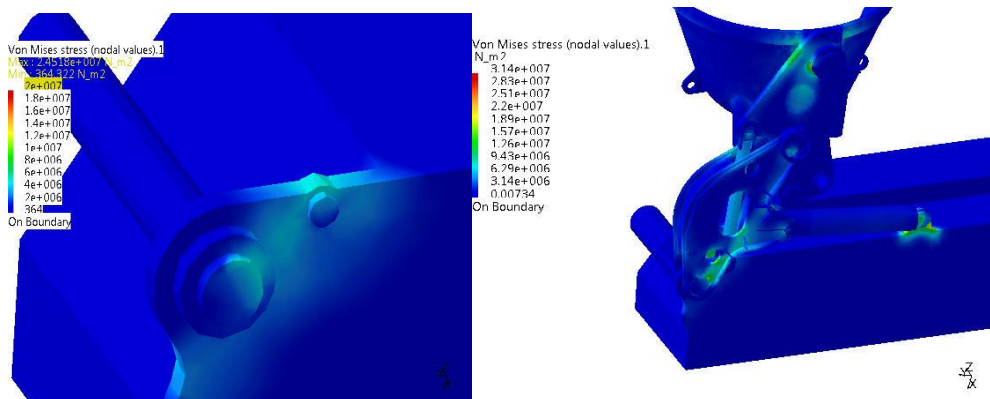
مدل برای حالت ۳ مورد تحلیل فرکانسی قرار گرفت و نتایج ۱۰ فرکانس اول به صورت زیر حاصل شده است.

Number of modes	Frequency (Hz)
1	0.980549
2	13.5467
3	22.1535
4	29.9347
5	36.2166
6	56.5903
7	58.6558
8	68.7763
9	81.5275
10	86.4189

مدل جدید با وجود محوری برای جلوگیری از عدم تقارن در این مدل محوری در موقعیت نشان داده شده در شکل زیر در مکانیزم اضافه می شود تا بوسیله آن از انحراف حاصل از عدم تقارن جلوگیری کند.



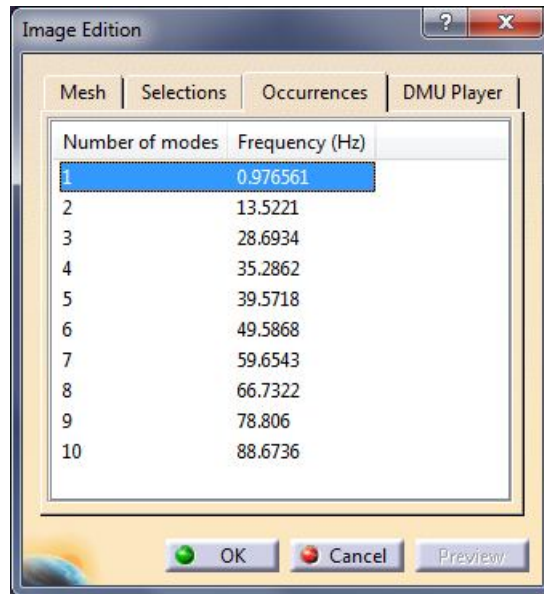
تحلیل تنش برای مدل جدید با محور اضافی برای بررسی استحکام مکانیزم در مدل جدید شرایط بحرانی مدل اولیه را در نظر گرفته و نتایج حاصله مقایسه می گردد. شکل های زیر نتایج تنش برای کل مکانیزم و محل لولا نشان داده شده است.



نتایج حاصله حاکی از کاهش ۱۶ درصدی تنش برای مدل جدید نسبت به مدل اولیه می باشد.

نتایج فرکانسی برای مدل جدید با وجود محور اضافی

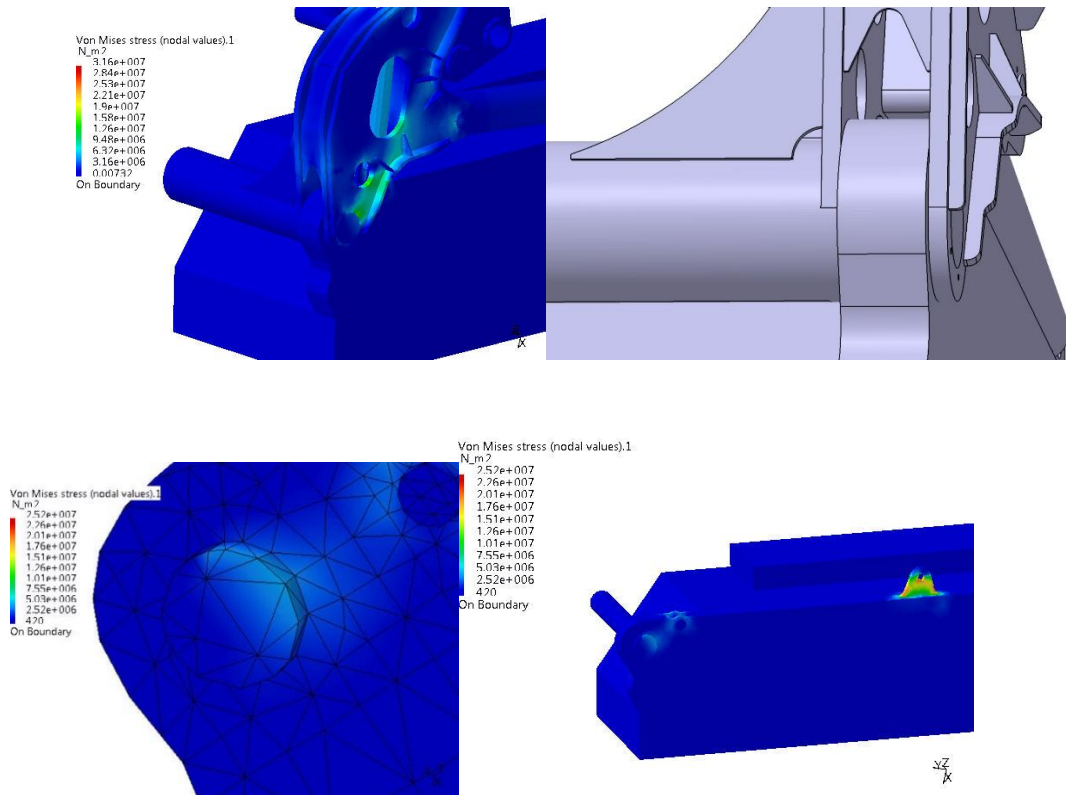
نتایج فرکانسی برای مدل با وجود محوری برای جلوگیری از عدم تقارن به صورت زیر است.



Number of modes	Frequency (Hz)
1	0.976561
2	13.5221
3	28.6934
4	35.2862
5	39.5718
6	49.5868
7	59.6543
8	66.7322
9	78.806
10	88.6736

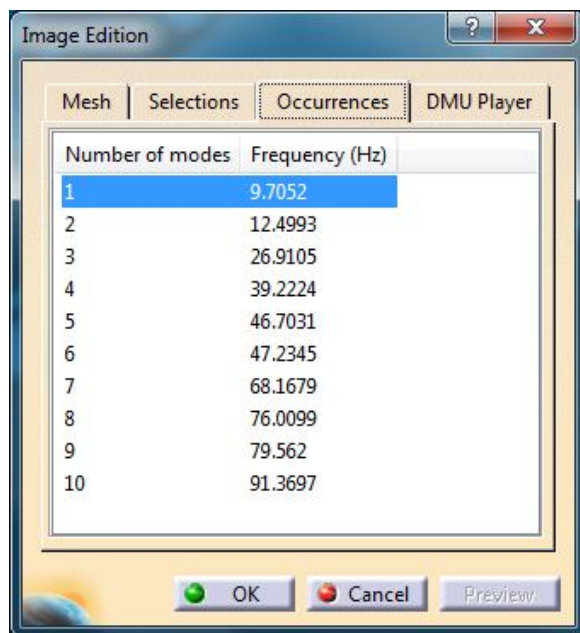
با مقایسه نتایج فرکانسی ملاحظه می‌شود مقادیر فرکانس در مود اول و دوم تغییر خاصی بین دو مدل اولیه و جدید حاصل نشده است ولی در مود سوم افزایش ۲۹ درصدی فرکانس در مدل جدید دیده می‌شود. این مساله به شرایط شکل مود وابسته است و در مود سوم وجود محور اضافه شده باعث افزایش سختی در مود غیرمتقارن می‌شود. مدل اصلاح شده با تغییر ضخامت ۲۸۰ میلیمتر برای بوش لولا با وجود محور اضافی

تحلیل استحکام



تنش در بخش لولا حدود 3.9MPa می باشد. بر این اساس کاهش تنش حدود 21 درصدی مشاهده می شود (تنش در این بخش برای حالت قبل حدود 4.95MPa است)

نتایج فرکانسی برای مدل اصلاح شده با تغییر ضخامت ۲۸۰ میلیمتر برای بوش لولا با وجود محور اضافی
نتایج فرکانسی برای مدل با تغییر ضخامت ۲۸۰ میلیمتر برای بوش لولا وجود محوری برای جلوگیری از عدم تقارن به صورت زیر است.



بر طبق نتایج حاصله فرکانس اول حدود 10 برابر نسبت به مدل جدید با وجود محور اضافی شده است.
نتیجه گیری

برای حالت وضعیت نزدیک به قرارگیری پاتیل روی ماشین سه مدل زیر در نظر گرفته شده و نتایج در جدول زیر ارائه شده است.

- مدل پایه
- مدل جدید با وجود محور اضافی
- مدل اصلاح شده با تغییر ضخامت ۲۸۰ میلیمتر برای بوش لولا با وجود محور

مدل	ماکزیمم تنش در لولای شاسی مکانیزم (MPa)	فرکانس اول (Hz)	فرکانس دوم (Hz)	فرکانس سوم (Hz)
مدل پایه	6	0.98	13.5	22.1
مدل جدید با وجود محور اضافی	4.95	0.98	13.5	28.7
مدل اصلاح شده با تغییر ضخامت ۲۸۰ میلیمتر برای بوش لولا با وجود محور	3.9	9.7	12.5	26.9

بر اساس نتایج حاصله کاهش تنش برای مدل اصلاح شده با تغییر ضخامت 280 میلیمتر برای بوش لولا با وجود محور حدود 21 درصد نسبت به مدل جدید با وجود محور اضافی و 35 درصد نسبت به مدل پایه مشاهده می‌شود.

بر طبق نتایج حاصله فرکانس اول مدل اصلاح شده با تغییر ضخامت 280 میلیمتر حدود 10 برابر نسبت به مدل جدید با وجود محور اضافی و مدل پایه حاصل شده است. کلیه سازه‌هایی که تحت بارهای دینامیکی قرار دارند بایستی از نقطه نظر ارتعاشی مورد بررسی و تحقیق قرار گیرند. در اینجا، مُد ۳ یا Torsional mode با اضافه نمودن قطعه میانی افزایش یافته که از تغییر مکان‌های ناخواسته توسط قسمت‌های بالایی بالهای پاتیل بر جلوگیری می‌نماید. بعبارت دیگر، از لحاظ مکانیکی سازه را سنکرون می‌نماید. نکته دیگری که بایستی به آن اشاره نمود مُد ۱ ارتعاشی است که در حالت مدل اولیه مقدار ناچیزی بوده و با افزایش ضخامت شاسی پاتیل بر، افزایش یافته که در حالت تحریک مکانیزم توسط نا هموار بودن جاده و... از استحکام بالایی برخوردار بوده و نسبت $\frac{\omega}{\omega_n}$ در این حالت بایستی کمتر از یک باشد.

منابع

- 1-EN 1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures – part 1-9: Fa gue
- 2-R.G.Chermahini , M.Jabbari and A.R.Ahmadi , Fa gue and Fracture in solids , 1396
- 3-R.G.Chermahini and M.Jabbari , finite-elements in solids , 1391.
- 4-تحلیل اجزای محدود تیوری و کاربرد فگان، ترجمه محمد حسن حجتی – انتشارات دانشگاه مازنداران-1381
- 5- Zienkiewicz O_C_, Taylor R_L- The finite element method, CIMNE 2000
- 6-Bathe, finite element Procedures , Prentice Hall-1996
- 7-ایمان الیاسیان -مکانیک شکست و خستگی ایبوک در سایت civil808.com و کتاب سبز

بررسی امکان و لزوم تقویت و بهسازی سازه های فولادی صنعتی

ایمان الیاسیان، کارشناس ارشد سازه

در این پروژه اکثر سازه های خط تولید مجتمع فولاد که تحت بار جرثقیلهای سقفی بصورت دینامیکی قرار داشتند و به مرور زمان افزایش بار یا تنشهای ناشی از خستگی در آنها اتفاق افتاده سات مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفتند از جمله سالن واحد ۰۷ مربوط به فولاد سازی ، واحد ۰۸ برشکاری،خنک سازی و انتقال تختالهای فولادی، واحد ۲۸ انبار تختال و پیشگرم ، واحد ۵۱ نورد گرم و ۵۲ تکمیل نورد گرم، واحد ۵۳ نورد سرد می باشند که آسیب پذیری و مشکلات این سازه ها بصورت بازرسی عینی و غیرمخرب مورد بررسی قرار گرفته و اقدام به ارائه راهکار تقویت و طرح مقاوم سازی برای کاهش آسیب پذیری خسارات و صدمات به آنها پرداخته شد.

واحد ۲۸ ، ۳۲۹ متر طول، ۱۰۰ متر عرض و ۲۳،۴ متر ارتفاع دارد

واحد ۰۸ ۴۳۸ متر طول، ۹۷،۶ متر عرض و ۲۸،۷ متر ارتفاع دارد(جرثقیلهای ۴۰ تا ۶۳ تن)

واحد ۰۷ ۶۰۲ متر طول، ۱۲۹،۶ متر عرض و ۴۹،۸ متر ارتفاع تاج سوله آن می باشد

واحد ۵۱ ۱۹۳،۶ متر طول، ۷۶،۶ متر عرض و ۲۰،۶ متر ارتفاع تاج سوله آن می باشد.

فولاد مبارکه در ابتدا در سال ۷۱ برای تولید ۲،۴ میلیون تن در سال احداث گردید و در سال ۹۱ به تولید ۵،۲ میلیون تن در سال رسد و برای توسعه های آتی برنامه ۷،۲ میلیون تن در سال مد نظر است از اینرو لزوم طرح تقویت و باز بینی سازه های در حال بهره برداری ضروری می باشد.

در واحد ۲۸ اکسیژن نیز قرارداد که ۱- تولید هوای فشرده ۲- تولید گازهای صنعتی اکسیژن ازت و آرگون ۳-هیدروژن جهت خالص سازی آرگون وجود دارد و واحد ۲۸ دارای ۳ محور توسعه با دودهانه ۳۶ متری می باشد.

در مورد سالن ۰۷ واحد ۱-کدبندی قطعات ۲- برداشت وضعیت سازه و تطابق با شرایط کارگاهی ۳- پلان، نما و مقاطع موجود و

تقویتی ۴-کد ارتفاعی و زاویه چرخش المانها ۵- نوع مصالح کاربردی ، نوع الکتروود و پیچ و مهره الحاقی ۶- آماده سازی و

پرداخت لبه برای جوش و نوع جوشکاری ۷- نوع اتصال (اتکایی یا اصطکاکی)، نوع ، قطر پیچ و سوراخ ۸- محاسبات مربوط به نیروی پیش تنیده بر پیچهای اصطکاکی و اعلا ۹- نوع واشر قفل شونده و عملکرد آن ۱۰- محل برشکاری، اتصال پروفیلها ، سوراخکاری و لبه سازی ورقها ۱۱- جزئیات اتصال بصورت کامل ۱۲- روش و توالی اجرا ۱۳- جداول وزن قطعات ۱۴- پیش گرمایش مورد نیاز برای جوشکاری ورقهای ضخیم ۱۵- جزئیات جوشکاری ارائه شده است

عمده معایب سازه واحد ۰۷ ولزوم طرح تقویت

- ۱- ایجاد بازشوهای مکرر در جهت تقویت تیر حمال جرثقیل سقفی در محورهای G,H
- ۲- تخلخل جوشکاری ، انقطاع طرح تقویت اجرا شده در گذشته
- ۳- ترک خوردگی در محل عبور مهاربندهای سالن از ورق مشجر تیر حمال جرثقیل
- ۴- کمناش خارج از صفحه المانهای خرپاهای طولی تیر حمال جرثقیل
- ۵- شکست اتصال واقع در محل انقطاع ورق تقویت محور G
- ۶- تابیدگی ، پیچیدگی بال کششی المان اتصال دهنده ستونهای قسمت پایینی به بالایی
- ۷- دوران پیچشی تیر تحت بار تجهیزات در محور D
- ۸- بردن بستهای مورب ستونهای باربر سازه ای

اشتباهات طراحی و نصب و همچنین انجام طرح های توسعه بر روی برخی از این سازه ها ، بدون آنالیز و محاسبه با بارگذاری های جدید و توجه به ظرفیت باربری سازه موجود، خصوصا در مورد سازه هایی که تحت بارهای دینامیکی قرار دارند منجر به پدیده خستگی در المانهای اصلی، شکستگی ها، ترکها و آسیب دیدگی های عمده گردیده است. این مسئله در مورد سازه های حامل جرثقیل بسیار خطرناک بوده و در صنایع فولادسازی میتواند زیان های جبران ناپذیری را چه به لحاظ سلامت تجهیزات و چه به لحاظ ایمنی برای این صنعت و سازمان به دنبال داشته باشد. لذا پس از بازرسی های دقیق در سالیان گذشته، پیش وضعیت و استخراج عیوب اساسی این سازه ها، واحد بازرسی فنی اقدام به شبیه سازی و مدلسازی سازه ها در نرم افزارهای ABAQUS و SAP نموده و با توجه به آیین نامه های جدید و استانداردهای بین المللی به تحلیل و آنالیز سازه ها با در نظر گرفتن بارگذاری های جدید و تغییرات اعمال شده پرداخته است. تطابق نتایج به دست آمده با وضعیت پیشرفت خرابی هایی که شرح آنها به پیوست آمده است، لزوم اجرای طرحهای اصلاحی اساسی استخراج شده را بیش از پیش تأیید مینماید. عدم انجام اصلاحات اساسی بر روی این سازه ها که در وضعیت High Risk میباشند، شکستگی در نقاط پرتنش سازه، بهره برداری نامطمئن و نایمن از جرثقیلهای گرانقیمت و نیز توقفات ناخواسته خطوط تولید را به همراه خواهد داشت. لذا با توجه به اهمیت و رده بندی سازه ها و سرعت پیشرفت خرابی ها، این اصلاحات اولویت گذاری شده و در برنامه اجرایی قرار گرفته اند. تعیین علت خرابی مشکلترین و مهمترین مرحله در فرآیند تعمیر است. اساساً بدون پی بردن به علت خرابی، ارزیابی لزوم تعمیر یا انتخاب روش تعمیر مناسبی که به نتایج رضایت بخش منجر شود، امکان پذیر نیست. به منظور ارزیابی عملکرد سازه های نسبتاً قدیمی یا سازه هایی که در مرحله خرابی پیشرفته هستند، بررسی وضعیت موجود ضروری است. هدف این ارزیابی به دست آوردن اطلاعات در مورد وسعت خرابی، تعیین علت و اهمیت آن خرابی است. این اطلاعات را تنها از مدارک فنی به همراه بازرسی های چشمی و آزمایشات غیرمخرب میتوان به دست آورد

سازه های بتنی مجتمع فولاد مبارکه با وسعت ۴۰۰۰ متر مربع و فعالیت های مختلف و گستردگی خطوط تولید در معرض آسیب دیدگی متنوعی قرار دارند. این آسیب دیدگی ها باعث تغییرات ناسازگار در خواص مکانیکی، فیزیکی و شیمیایی بتن گردیده و معمولاً با متلاشی شدن اجزاء بتن همراه می باشد. مهمترین سازه های بتنی در فولاد مبارکه شامل برج های خنک کننده، دیواره های بتنی در فلاشینگ نورد گرم، حوضچه های تخلیه سرباره، سیلوهای ارسال واحد احیاء مستقیم، تونل های برق، فونداسیون تجهیزات به ویژه در واحد اسیدشوئی بوده که متأسفانه عدم شناسایی دقیق علل خرابی های بتن به دلیل نبود تجهیزات بازرسی تکنیکال، صدماتی را به سازه های بتنی مجتمع فولاد مبارکه وارد کرده و برآورد خسارات اقتصادی در اثر چنین خرابی هایی مقادیر بالایی از هزینه های تعمیر را به خود اختصاص خواهد داد. لذا از آنجایی که این سازه ها همواره تحت عوامل گوناگون در معرض آسیب دیدگی قرار دارند ضروری است که در برنامه های بازرسی جهت تشخیص درست آسیب از آزمایشات غیرمخرب بهره برد

هدف از آزمایشات غیر مخرب تعیین خصوصیات مختلف بتن از قبیل مقاومت، مدول الاستیسیته، همگنی و بی‌عیبی، علاوه بر شرایط تنش و کرنش بدون وارد کردن آسیب به بتن می‌باشد. تکنیک‌های آزمایشات غیرمخرب که عموماً برای ارزیابی بتن در محل و سایت استفاده شده شامل آزمایش چکش اشمیت، عمق کربناتاسیون، ارزیابی میکروسکوپی ترک، آزمایش تعیین پوشش آرماتور، تعیین سرعت پالس، دریل کردن عمقی برای تعیین میزان یونهای سولفات و کلراید، آزمایش نیم پیل و گالوپالس و تعیین مقاومت الکتریکی بتن می‌باشد.

دستگاه تعیین سرعت پالس یکی از مهمترین آزمایشات غیرمخرب در بتن بوده که با استفاده از این دستگاه امکان شناسایی ترک‌ها، ابعاد و عمق آنها و تخلخل بتن قابل تشخیص بوده و در کنار نتایج آزمایش چکش اشمیت میتوان مقاومت بتن موجود و تغییرات خواص بتن را در بازرسی‌های دوره‌ای اندازه‌گیری نمود. با استفاده از نتایج آزمایش، ارزیابی دقیقی از سازه بتنی موجود به عمل آمده و طرح‌های تقویتی و اصلاحی متناسب با آسیب آن سازه بتنی ارائه نمود. کاربردهای مهندسی عمران کمتر از ۲۰ سال است که با پیش سلامت و مانیتورینگ سازه‌ها ادبیات مهندسی ایران سروکار دارد و در ایران هنوز به آن به صورت جدی پرداخته نشده است. تعداد پروژه‌های تحقیقاتی مرتبط در ایران بسیار اندک بوده و عمدتاً بر روی سازه‌های خاص نظیر بدنه هواپیما، اتومبیل، سدها و پل‌ها انجام شده است. هیچ کار مشابهی بر روی سازه‌های دینامیک دارای جرثقیل‌های سقفی در ایران و حتی در دنیا انجام نشده است و عمده کارهای انجام شده در خصوص بررسی رفتار و پیش سلامت سازه‌ها بر روی ساختمانهای بزرگ و پل‌های متوسط و بزرگ دهانه و سدها صورت گرفته است. سازه سالن انبار تختال واحد نورد گرم که یکی از کلیدی‌ترین سازه‌های مجتمع فولاد مبارکه است در حال حاضر در وضعیت نامساعدی از لحاظ رفتار سازه‌ای قرار دارد که به صورت ترک خوردگی در المان‌های اصلی و شل شدگی پیچ‌های اتصالات خود را نشان داده است. عدم شناخت رفتار و همچنین عدم درک صحیح تاثیر نحوه حرکت جرثقیل‌ها و پارامترهای موثر از جمله وزن، جهت حرکت و سرعت جرثقیل‌ها بر روی رفتار سازه ممکن است به آسیب‌های جبران‌ناپذیر و با هزینه‌های تعمیراتی بالا منجر شود. لذا شناخت رفتار و مشاهده نحوه ارتعاش و حرکت سازه که با انجام این طرح پژوهشی حاصل می‌شود میتواند باعث تشخیص زودهنگام خرابیها شده و در نتیجه عمر مفید سازه را افزایش دهد و حصول به راهکارهای ساده، کم هزینه و صحیح را برای بهبود رفتار سازه میسر سازد. بدیهی است هرگونه راه حل عملی برای تقویت و مقاوم سازی سازه بدون انجام آزمایش و قبل از مشاهده رفتار واقعی سازه سودمند و مفید نخواهد بود

پایش وضعیت سازه سالن نورد گرم مستلزم انجام تست‌های متعدد در نقاط مختلف و مطالعه تاثیرگذاری حرکت جرثقیل‌ها بر روی یکدیگر می‌باشد. در برخی موارد ممکن است حرکت‌های طولی و عرضی جرثقیلی که چند دهانه با محل مورد مطالعه فاصله دارد بر آن محل مورد مطالعه تاثیر گذار باشد و یا انتقال بار در نقاط مختلف جرثقیل در جهات مختلف می‌تواند بر روی خرابی در نقاطی که شاید هیچ ارتباطی با محل حرکت جرثقیل نداشته باشد تاثیرگذار باشد. از این رو لازم است در قالب یک پروژه تحقیقاتی، ابعاد مختلف مساله مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرد و با انجام تست‌های متعدد، مدل سازی‌ها و انجام مطالعات دقیق به اطلاعاتی جامع و کامل از نوع رفتار واقعی این سازه‌ها دست یافت و با استفاده از این اطلاعات، میزان سلامت سازه و وجود عیبهای احتمالی در آن مورد بررسی و ارزیابی قرار گیرند. در این طرح نحوه حرکت، ارتعاش و جابجایی اجزای مختلف سازه اصلی سالن نورد گرم شامل ستون‌ها و شاستیرهای هر دو دهانه اصلی با استفاده از آزمایش مودال اندازه‌گیری میشود و با استفاده از پارامترهای ارتعاشات سازه، سلامت سازه مورد ارزیابی قرار گرفته و از نقطه نظر عیب‌یابی سیستم مورد مطالعه و بررسی قرار خواهد گرفت.

- ۱- خستگی ۲- پارگی ورق مشجر یا پیچ ۳- رشد ترک و ترک خوردگی ورق مشجر ۴- شل شدگی پیچ ۵- جوانه زنی
- ۶- شکست پیچ ، عدم تکمیل پیچ و پی نگهدارنده ریل ۷- ضربه خوردگی و اعوجاج مهاربند ۸- جوشکاری نامناسب
- ۹- سایش ۱۰- شکست اجزای غیر سازه‌ای

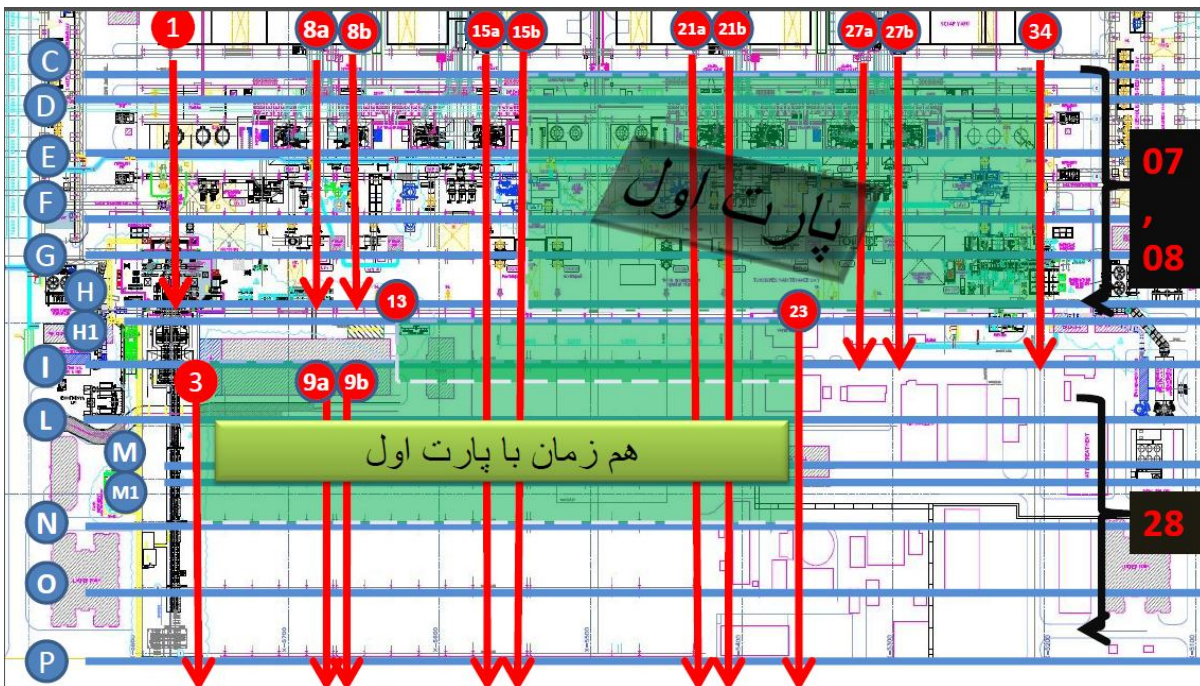
○ کاهش هزینه نگهداری و تعمیرات، کاهش توقفات، افزایش عمر سازه

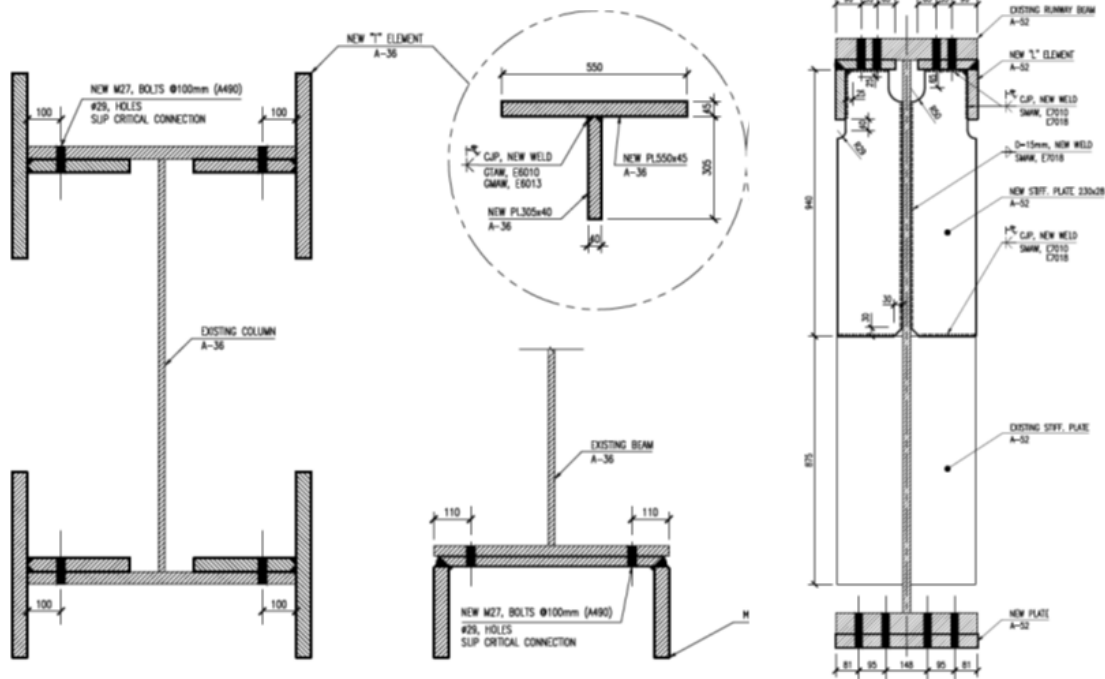
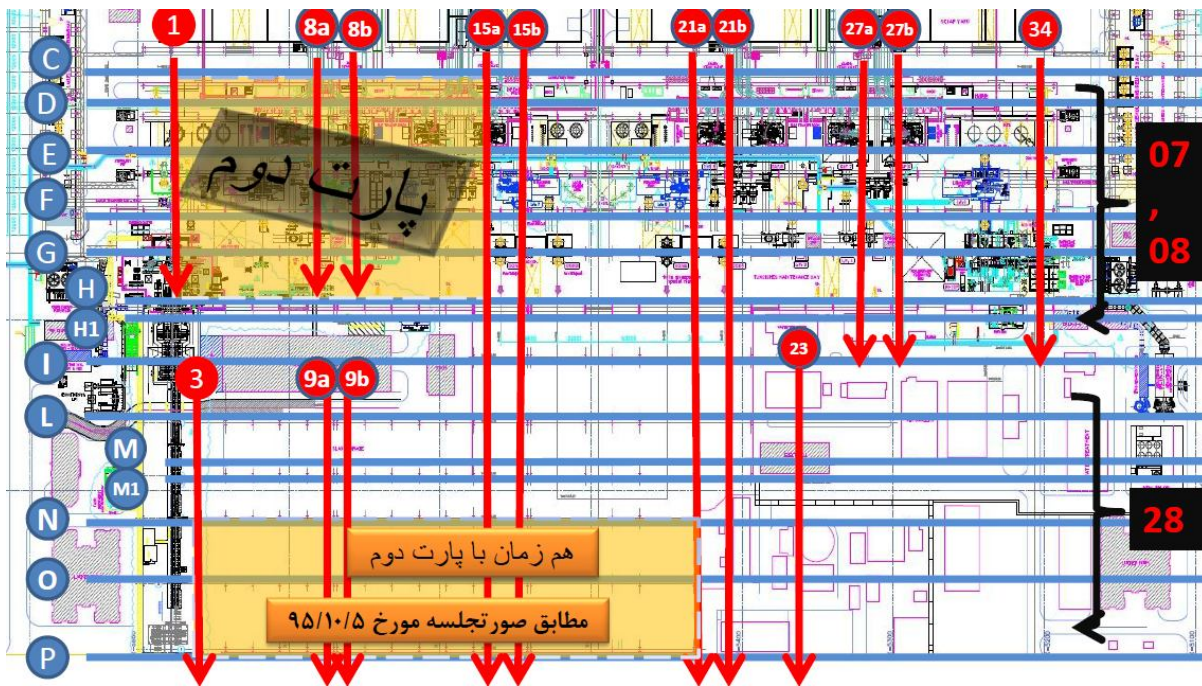
○ سازه فولادی

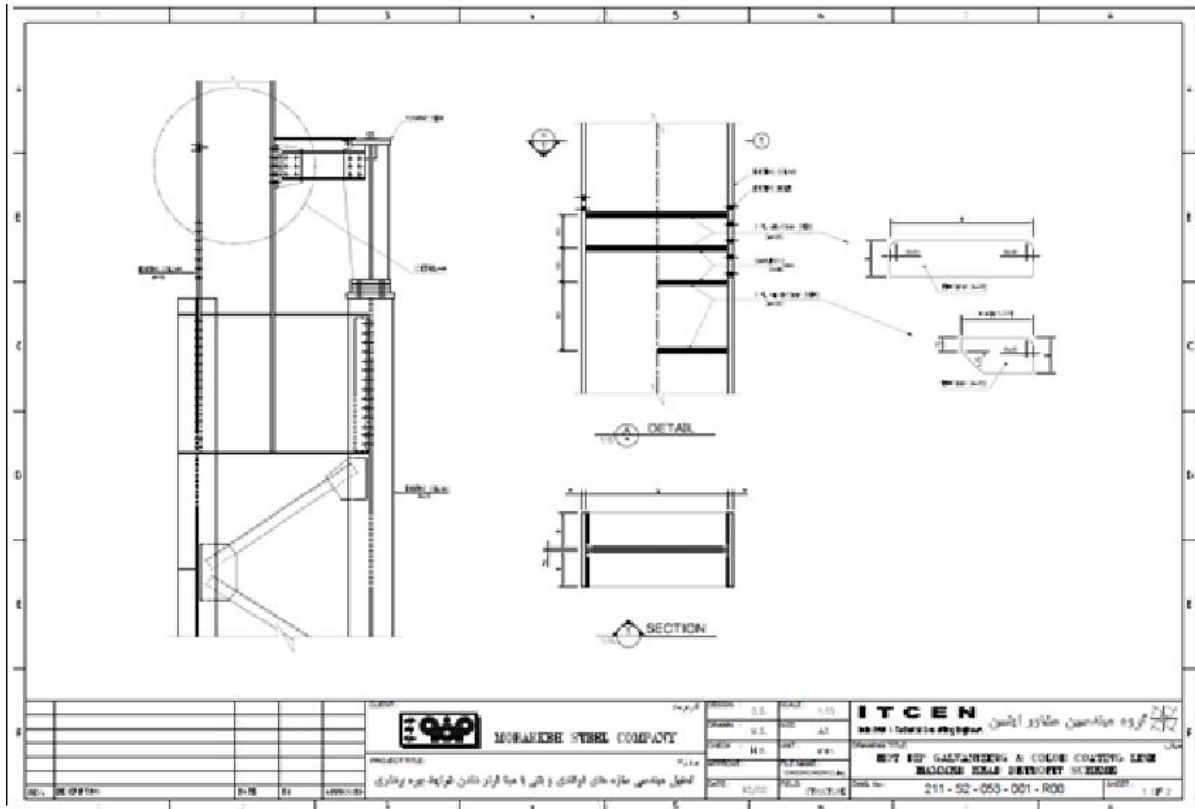
○ ۱۹۴ متر طول و ۷۷ متر عرض

○ دارای دو کمپ و سه محور a, H, G

- دارای ۱۲ ستون در هر محور
- ۱. ارائه طرح اصلاح و تقویت سازه
- ۲. انجام نظارت دقیق بر اجرای طرح های ارائه شده
- ۳. کاهش دوره بازرسی ها و انجام دوره ای بازرسی از سازه سالن
- بازرسی دقیق و فنی از سازه
- شبیه سازی سازه در نرم افزار Abaqus و sap درمدل abaqus از المان SHELL یا پوسته برای مدل کردن مهاربند ، تیر و ستون استفاده شد ولی برای پیچ و قطعات اتصال از المان حجمی SOLID استفاده شده است.
- اعمال بحرانی ترین بارگذاری
- تعیین نقاط بحرانی و الویت بندی اقدامات
- تهیه طرح اصلاح و تقویت سازه
- ساخت قطعات
- انجام اصلاحات اساسی سازه
- ✓ بازرسی از فونداسیون و انکر بولت ها
- ✓ بازرسی از ستون های سازه
- ✓ بازرسی تیرهای جرثقیل
- ✓ بازرسی از مهاربندهای
- ✓ بازرسی از راهروهای دسترسی به جرثقیل
- ✓ انجام تست PT
- ✓ بازرسی ابعادی







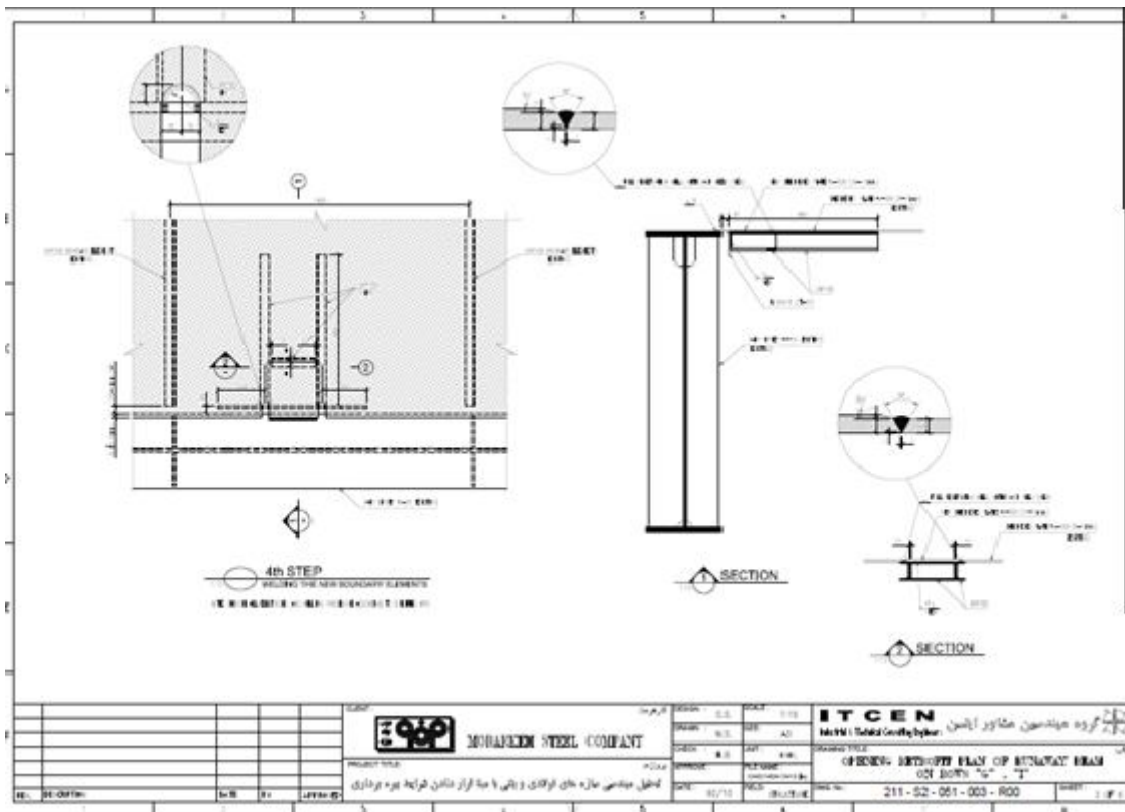
* جرقه‌ی‌های در وضعیت خطر (۹۴)

وضعیت تجهیز				مشکل جرقه‌نیل	تجهیز	ردیف
HR	MHR	MLR	LR			
				ترک بر روی استراکچر پل جرقه‌نیل	جرقه‌نیل ۳۶ نورد سرد	1
				دفرمگی سازه تیرولی و باز شدن دهانه سازه سالن	جرقه‌نیل ۱۹ و ۲۰ نورد گرم	2
				مشکل در سیستم های حرکتی (لرزش تنش و ...)	جرقه‌نیل ۱۲ و ۱۳ و ۱۴ تکمیل نورد گرم	3
				ترک بر روی گنگی ها و end tie	جرقه‌نیل ۷ و ۸ فولاد سازی	4
				باربرداری بیش از حد مجاز (اضطراب در سیستم بالابری)	جرقه‌نیل ۶ سبک	5
				بیجودگی شدید سازه ای و سایش شدید جرخ و ریل	جرقه‌نیل ۲۷ و ۲۸ واحد ۲۸	6
				بیجودگی شدید سازه ای و سایش شدید جرخ و ریل	جرقه‌نیل ۱ و ۲ واحد ۲۸	7
				مشکلات شدید حرکتی و ترک بر روی استراکچر	جرقه‌نیل ۲۵ سبک	8
				عدم پایداری جرقه‌نیل حین حرکت پل	جرقه‌نیل 12A نورد سرد	9

* جرقه‌یلهایی که با اقدام اصلاحی از وضعیت HIGH RISK خارج شده اند (۹۴)

ردیف	تجهیز	مشکل تجهیز	اقدام اصلاحی انجام شده	وضعیت تجهیز قبل از اقدام اصلاحی				وضعیت جرقه قبل بعد از اقدام اصلاحی					
				HR	MHR	MLR	LR	HR	MHR	MLR	LR		
1	جرقه‌یلهای فولادسازی ۱۹	ترک بر روی استراکچر	اصلاح ترک های اطراف دریای پل										
2	جرقه‌یلهای فولادسازی ۱۷	جریان کشی بیش از حد استاندارد موتورهای حرکتی	بررسی سیستم حرکتی و ابعادی جرقه‌یلهای و در نهایت تعویض بورد main یکی از leg های پل جرقه‌یلهای										
3	جرقه‌یلهای ۳۷ و ۳۸ نورد سرد	ترک بر روی استراکچر	آنالیز شکست، ارائه طرح اصلاحی و اصلاح ترک های استراکچر										
4	جرقه‌یلهای B۱۲ نورد سرد	عدم پایداری جرقه‌یلهای حین حرکت پل	کنترل ابعادی سان و جرقه‌یلهای، کنترل سیستم های حرکتی، تنظیم و تعویض جرخهای حرکتی										
5	جرقه‌یلهای ۴۷ و ۵۲ نورد سرد و ۱۹ نورد گرم	لرزش بر روی حرکت پل جرقه‌یلهای	تنظیم پارامترهای دریای حرکتی										
6	جرقه‌یلهای ۱ و ۳ و ۴ نورد گرم	سایش بیش از حد جرخ و ریل	تنظیم ابعادی جرقه‌یلهای										

ردیف	اقدامات اصلاحی
۱	اصلاح شل شدگی و شکست پیچهای اتصال جان نیرحمال به ستون
۲	اصلاح اتصال ورق های مشجر در محل اتصال به یکدیگر
۳	صب المان های مرزی در زیر ورق های مشجر در طول و فواصل مناسب
۴	اجرای سخت کننده در ستون و در محل اتصال باودایی انتقال دهنده بار ضربه افقی جرقه‌یلهای
۵	عدم استفاده از اتصال جوشی جهت اتصال المان های ستون با بست مورب



ردیف	اقدامات اصلاحی
۱	اصلاح شل شدگی و شکست پیچهای اتصال جان تیرحمال به ستون
۲	اصلاح ترک خوردگی ورق های مشجر در محل اتصال به یکدیگر
۳	اصلاح و یا تعویض المانهای سازه ای دارای ضربه خوردگی و اعوجاجات شدید
۴	اصلاح ترک خوردگی در ورق های مشجر ناشی از پاشندگی و گسترش ترک به سمت پال فشاری تیرحمال چرقلیل

واحد گالوانیزه و ورق رنگی (معایب):

درجه خطر پذیری				ایرادات	ردیف
HR	MHR	MLR	LR		
				شکست پیچ های اتصال تیر حمل به ستون سازه ای	۱
				عدم اتصال مناسب ورق های مشجر در محل اتصال به یکدیگر	۳
				عدم نصب المان های مرزی در زیر ورق های مشجر در طول و فواصل مناسب	۴
				عدم اجرای سخت کننده در ستون و در محل اتصال باوهایی انتقال دهنده بار ضربه افقی جرثقیل	۷
				استفاده از اتصال جوشی جهت اتصال المان های ستون با بست مورب	۸

واحد باکس آنلینگ (معایب):

درجه خطر پذیری				ایرادات	ردیف
HR	MHR	MLR	LR		
				شل شدگی و شکست پیچهای اتصال جان تیر حمل به ستون	۱
				ترک خوردگی ورق های مشجر در محل اتصال به یکدیگر	۲
				ضربه خوردگی و اعوجاجات شدید در برخورد المانهای سازه های	۳
				ترک خوردگی در ورق های مشجر ناشی از بازشدگی و گسترش ترک به سمت بال فشاری تیر حمل جرثقیل	۴

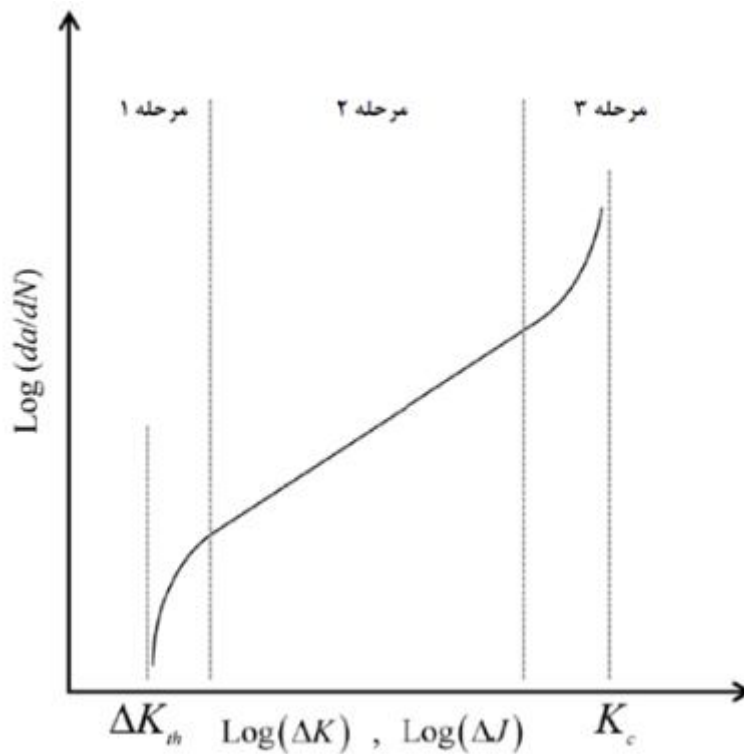
واحد اسکین پاس و اتارهای کوپل (معایب):

درجه خطر پذیری				ایرادات	ردیف
HR	MHR	MLR	LR		
				ترک خوردگی در ورق های مشجر ناشی از بازشدگی و گسترش ترک به سمت بال فشاری تیر حمل جرثقیل	۱
				عدم استفاده از ورق های مشجر به صورت یکپارچه	۲
				عدم اجرای سخت کننده در ستون و در محل اتصال باوهایی انتقال دهنده بار ضربه افقی جرثقیل	۳
				عدم تکمیل اتصالات خرابی سقف	۴

واحد اسید شوئی و قلع اندود (اقدامات اصلاحی):

- شناسایی منشأ نشت اسید، آب بند کردن، تخلیه و هدایت اسید موجود
- تعیین مشخصات فیزیکی خاک و مسیر بی‌شروی اسید توسط گمانه زنی در محل
- تعیین میزان خوردگی آرماتورها و بتن
- ترمیم و اصلاح بتن با توجه به شرایط موجود
- استفاده از پوشش های ضد اسید

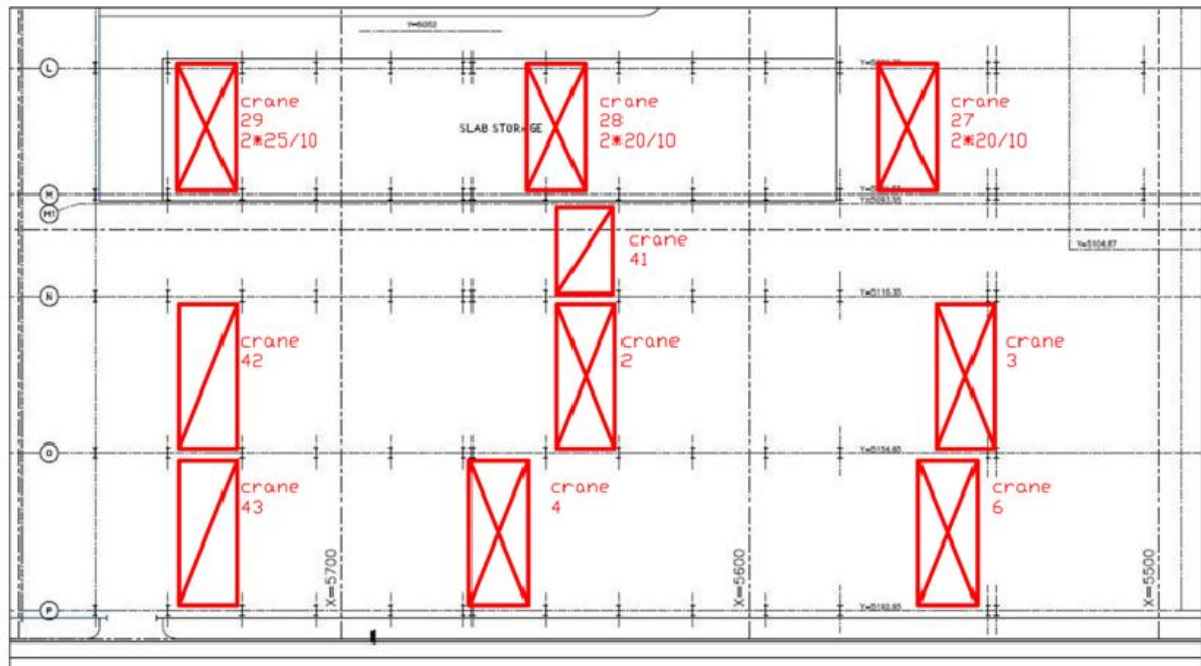
واحد	وضعیت قبل از اصلاحات	وضعیت بعد از اصلاحات	وضعیت موجود
گلوانیزه و ورق رنگی	HR	LR	MLR
باکس آلومینم	HR	LR	MHR
اسمکین پاس و انبارهای کویل	MHR	LR	MHR
اسیدشویی و قلع اندود	MHR	LR	MHR

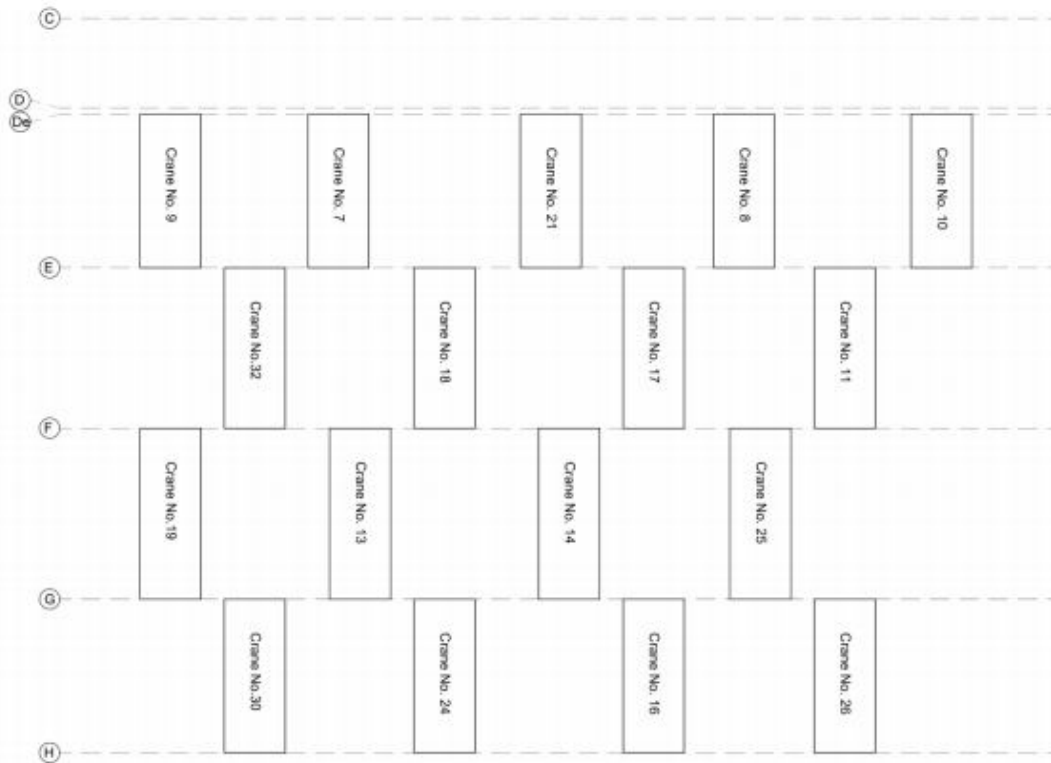


ردیف	فدامت اصلاحي
۱	اصلاح ترک خوردگی در ورق های مشجر ناشی از بازشدگی و گسترش ترک به سمت بال فشاری نیرحمال جرثقیل
۲	استفاده از ورق های مشجر به صورت یکپارچه
۳	برای سحت کتده در ستون و در محل اتصال ناودانی انتقال دهنده بار ضربه افقی جرثقیل
۴	تکمیل اتصالات حرپای سقف

دلایل نیاز به تقویت سازه عمده‌تاً عبارتند از:

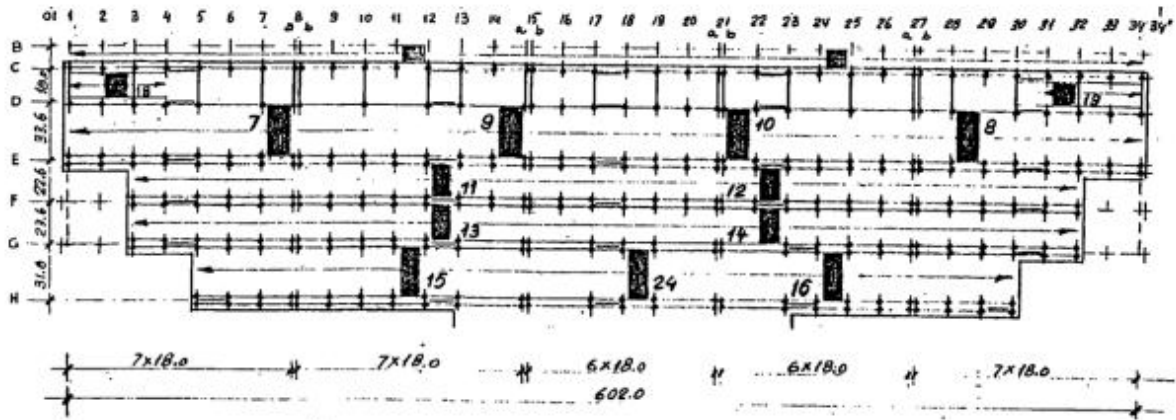
- ۱- خطلهای طراحی اولیه
- ۲- خطلهای ساخت و نصب المان های سازه ای
- ۳- خطلهای مربوط به نگهداری و ایرونی نامناسب
- ۴- افزایش بارگذاری بر روی مسیرهای عبوری جرثقیل و بدیده خستگی





نمایش محل قرارگیری جرثقیل ها در سالن

واحد ۰۷ یا فولاد سازی دارای ۱۶ عدد جرثقیل از ۴۰ تا ۳۵۰ تن می باشد.



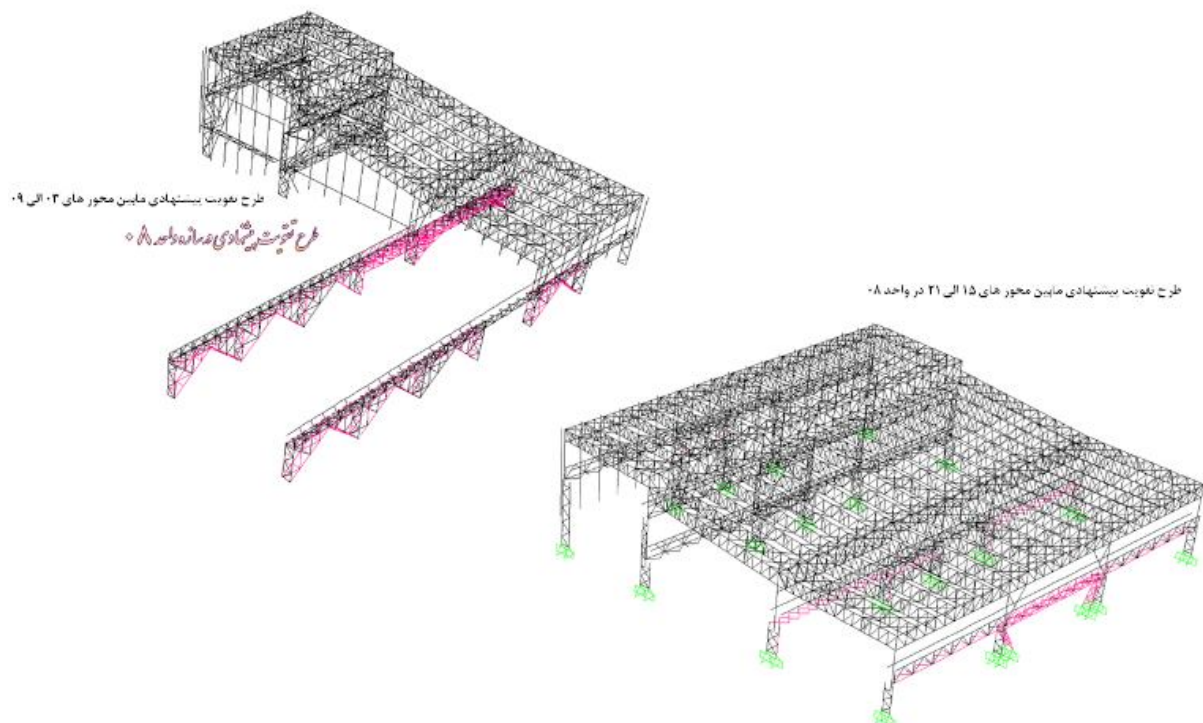
پلان ستون گذاری و محل قرارگیری جرثقیل های واحد ۰۷ در طراحی صورت پذیرفته اولیه

- ۱- اثر ترک خوردگی و بازشوهای نامناسب در ورقهای مشجر
- ۲- شکست پیچ در محل اتصال تیر به ستون
- ۳- شل شدگی پیچهای اتصال
- ۴- پارگی ورقهای مشجر
- ۵- ریلها و نگهدارنده های آن
- ۶- پدهای زیر ریل

کالیبراسیون و صحت سنجی اجزای محدود از طریق آنالیز حساسیت مش بندی ۱- برای تنظیم زمان آنالیز و تحلیل
۲- کاهش درصد خطای تئوری و واقعی و درصد خطا صورت می گیرد

روشهای عددی ۱- روش اجزای محدود- مش بندی انطباقی adaptive meshing ۲- روش مینیمم کردن خطا ۳- روش پتانسیل حداقل ۴- روش انتگرال گیری صریح و ضمنی implicit & explicit برای آنالیز و تحلیل سازه ها قابل کاربرد می باشد

- ۱- پارگی و توسعه ترک در ورقهای مشجر ۲- ایجاد ترک در ورق مشجر اطراف اه پله
- ۳- ایجاد بازشوهای مکرر جهت تقویت تیر حمل جرثقیل ۴- انقطاع طرح تقویت اجراشده
- ۵- ترک خوردگی در محل عبور مهاربندی های سالن از ورق مشجر تیر حمل جرثقیل
- ۶- کمانش خارج از صفحه المانهای خرپاهای طولی تیر حمل جرثقیل
- ۷- شکست اتصال واقع در محل درز انقطاع ورق تقویت
- ۸- پیچیدگی بال کششی المان اتصال دهنده ستونهای قسمت پایینی به بالایی
- ۹- دوران پیچشی تیر باربر تجهیزات
- ۱۰- فرسایش ریل و بار ترولی (ارابه جرثقیل)



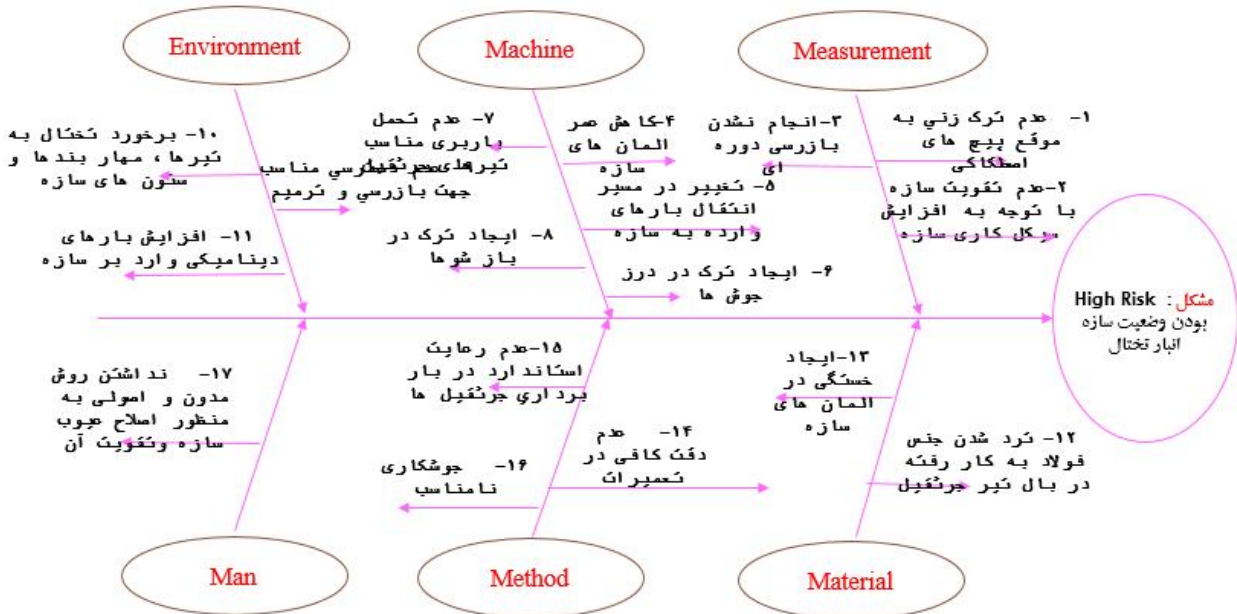
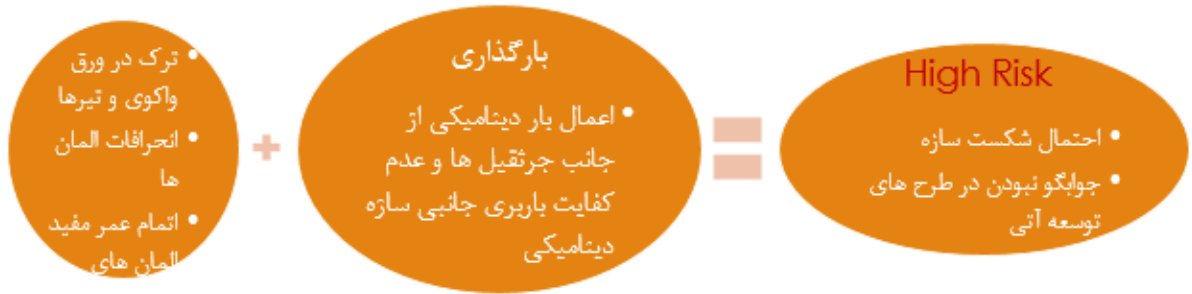
اولویت های اصلاح و تقویت

۱. رفع ترک در درز جوش های ورق های مشجر
۲. رفع ترک در بال فوقانی تیر حمل جرثقیل
۳. باز نمودن باز شوهای معیوب و قرار دادن قطعات ساخته شده مطابق نقشه های پیوست
۴. رفع ترک های باز شوها مطابق نقشه های موجود
۵. تقویت ورق های مشجر مطابق نقشه های پیوست
۶. تقویت باکس تیرهای حمل جرثقیل
۷. نظارت دقیق بر المان های ساخته شده و فرآیند نصب

ردیف	مشکل و ایرادهای موجود	راه حل
۱	عدم ترک زنی به موقع پیچ های اصطکاکی	تعویض پیچ های معیوب و ترک زنی پیچ ها
۲	عدم کفایت سازه یا توجه به افزایش سیکل کاری سازه	تقویت سازه براساس بارهای اضافه شده و افزایش سیکل کاری
۳	فاصله زیاد بازرسیها	تحت پوشش بازرسی قرار گرفتن و کاهش دوره های بازرسی
۴	رو به پایان بودن عمر المان های سازه	تعویض المان های معیوب
۵	تغییر در مسیر انتقال بارهای وارده به سازه و پایین آمدن ظرفیت یازبری جانبی سازه	اصلاح سازه بر اساس آیین نامه های جدید طراحی
۶	وجود ترک در چکر پلیتها	اصلاح اصولی ترک ها و ایجاد تقویتهای لازم
۷	عدم تحمل یازبری متناسب تیرهای جرثقیل	تعویض تیرهای جرثقیل
۸	ایجاد ترک در باز شوها	اصلاح اصولی ترک ها و باز شوها و ایجاد تقویتهای لازم
۹	عدم دسترسی متناسب جهت بازرسی و ترمیم	ایجاد مسیر های بازرسی
۱۰	برخورد تختال به تیرها، مهار پتدها و ستون های سازه	تعویض المان های آسیب دیده
۱۱	ترد شدن جتنس فولاد به کار رفته در بال تیر جرثقیل	تعویض بال تیر جرثقیل
۱۲	خشکی در المان های سازه	تعویض المان های معیوب
۱۳	عدم دقت کافی در تعمیرات	نظارت دقیق بر روند تعمیرات
۱۴	عدم رعایت استاندارد در بار برداری جرثقیل ها	اصلاح روش های بار برداری جرثقیل ها
۱۵	جوشکاری نامناسب در تعمیرات قبلی	نظارت بر روند جوشکاری
۱۶	نداشتن روش مدون و اصولی به منظور اصلاح عیوب سازه	ارائه روش اصولی و مهندسی به منظور اصلاح عیوب

مراحل انجام اصلاحات و تقویت سازه

- برش منطقه ترک خورده (بوسیله گوج)
- خارج نمودن باز شوها
- شکافتن ترک درز جوشها و ترک تیر جرثقیل
- حذف ناودانی های معیوب زیر ورق مشجر
- نصب المان های جدید
- نصب ناودانی ها و ورق های تقویتی

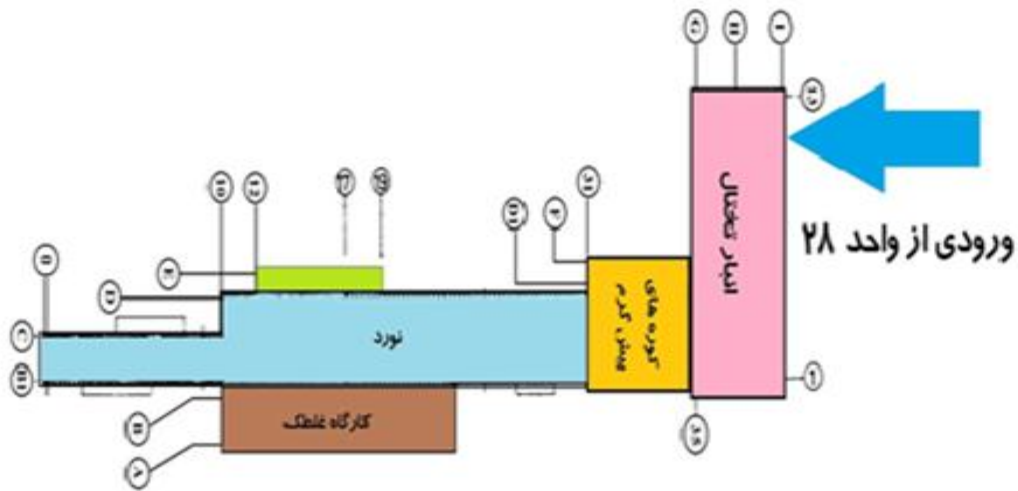


ماتریس الویت بندی راه حل ها

زمان ،
هزینه و
دانش انجام
کار

آسان	۱ و ۶ و ۸	۲ و ۳ و ۴ و ۵ و ۶ و ۷
متوسط	۴	۵ و ۶ و ۷
سخت	۱۲ و ۱۳	۹ و ۱۰
	پایین	متوسط
		بالا

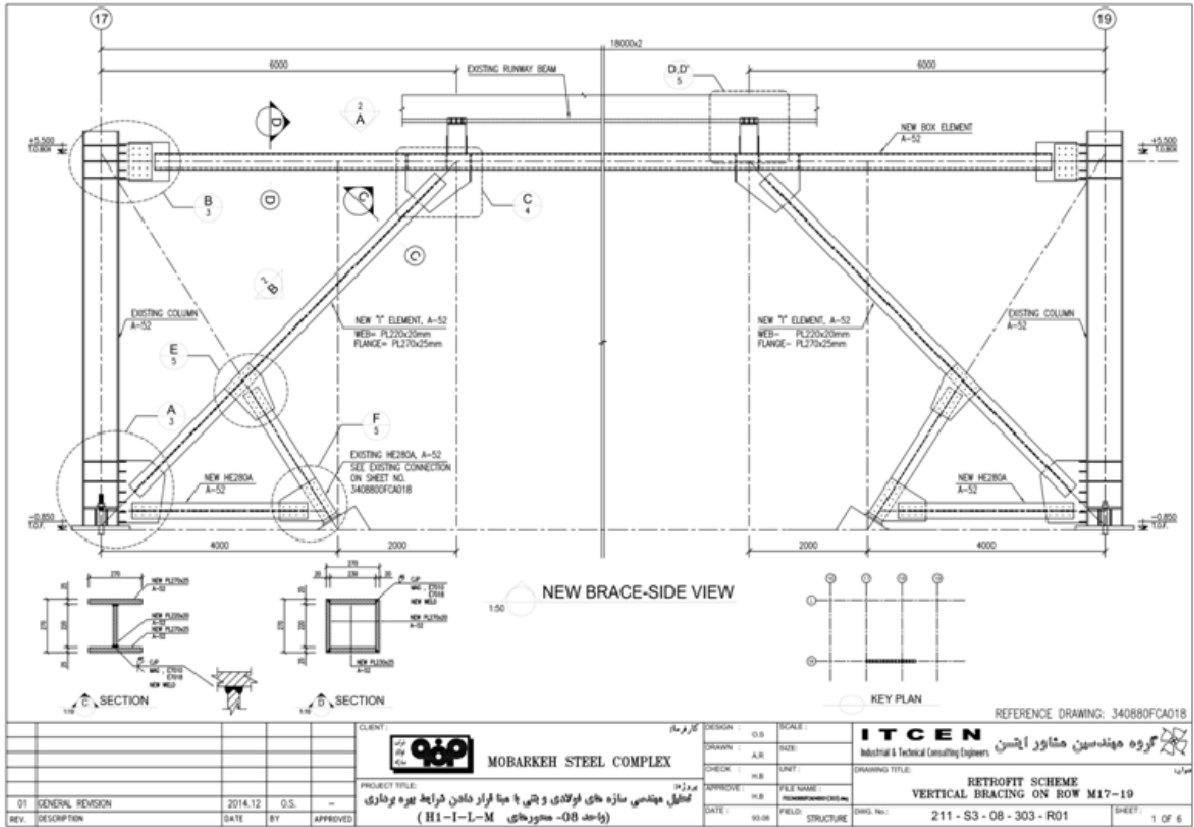
اثر بخشی



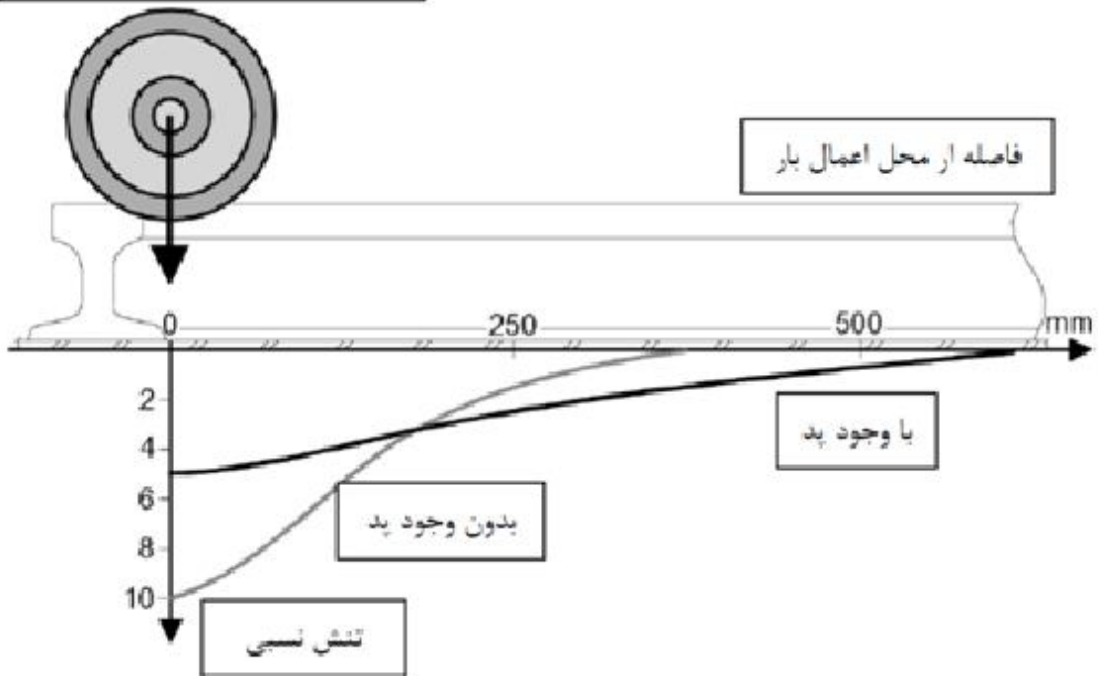
تعیین نقاط بحرانی و الویت بندی اقدامات

ردیف	ایرادات	منشاء ایراد	درجه خطر پذیری			
			HR	MHR	MLR	LR
۱	ترک های موجود در ورق های مشجر	ایجاد باز شو در ورق مشجر				
۲	ترک های موجود در پال ذوقانی تیر حمل جراثیل	ایجاد باز شو در ورق مشجر				
۳	شکست صفحه ستون در زیر ستون های تهنیتی زیر تیرهای جراثیل ۳۲ متری	عدم کفایت ضخامت صفحه ستون				
۴	عدم کفایت باربرداری در ستون های تهنیتی تیرهای جراثیل ۳۲ متری در ردیف A-G	عدم کفایت و باربرداری مناسب				
۵	شکست الکر بولت های ستون	عدم دقت ایزو توری جراثیل				
۶	آسیب دیدگی شدید ستون ها و مهارت ها	عدم دقت ایزو توری جراثیل				
۷	شل شدگی پیچ های اتصالات	ایراد طراحی اولیه				
۸	شکستگی گلفپ ها	عدم کفایت باربرداری مناسب				
۹	شکست ریل ها در محل اتصال	-				

زمان مورد نیاز	فعالیت	
80d	انجام عملیات اصلاح استراکچر سالن ایر کولینگ	۱
80d	اجرای عملیات خرید دمونتاز و مونتاژ خراب اسکلت فلزی	۲
0d	تحويل دهانه جهت انجام فعالیت از طرف بهره بردار	۳
3d	داربست بندی دمونتاز و مونتاژ دهانه ۱۲-۱۳	۴
0d	تحويل دهانه جهت انجام فعالیت از طرف بهره بردار	۵
3d	داربست بندی دمونتاز و مونتاژ دهانه ۹-۱۰	۶
0d	تحويل دهانه جهت انجام فعالیت از طرف بهره بردار	۷
3d	داربست بندی دمونتاز و مونتاژ دهانه ۱۰-۱۱	۸
0d	تحويل دهانه جهت انجام فعالیت از طرف بهره بردار	۹
3d	داربست بندی دمونتاز و مونتاژ دهانه ۱۱-۱۲	۱۰
48d	انجام عملیات تمیرکاری سنگ زنی و تکمیل سوراخکاری	۱۱
20d	لکه گیری (تاج آب) گرم	۱۲
0d	پایان پروژه	۱۳



نیروی قائم وارده از چرخ جرثقیل



شل شدگی نگهدارنده های ریل و عدم وجود پدهای زیر ریل

شکست ناش از خستگی

-عدم استحکام کششی مناسب ماده استفاده شده در سیکل‌های بارگذاری و باربرداری وارده

-تناوب بالا در میزان نرخ تنش وارده به المان

-بالا بودن تعداد چرخه های بارگذاری و باربرداری بر قطعه

- تمرکز تنش در نقاط یاسطوح المان

- تغییرات شدید دما ناشی از گرادیان های حرارتی بالا

- ناخالصی در ساختار متالوژیکی مواد

- ساختار متالوژیکی مواد و نوع عمل آوری آن

- تنشهای پسماند موجود در المان ناشی از ساخت و نصب

سایش : ۱- سمباده ای ۲- چسبان ۳- خستگی بر سطح

خزش : مکانیزم نفوذی- مکانیزم بازیابی - خستگی خوردگی

خستگی منجر به غیر یکنواختی در سطح یا تنشهای وارده - تغییر استحکام ماده - کرنشهای پسماند و ریز ترک در حین عملیات ساخت می گردد. ساچمه زنی برای کاهش اثر خستگی و جلوگیری از باز شدن دهانه ترک و رشد آن می باشد. وادادگی پدیده تسریع کننده نرخ خستگی می باشد. در نقاط با تمرکز تنش بالا اتفاق می افتد

برای خستگی تاثیرات دما- تستهای مربوط به خستگی و آزمون رهایی تنش Relaxation و در کنار آن تستهای

خوردگی، سایش و ضربه انجام می گیرد. شکست در مواد بصورت ضربه ای و برشی و در المان بصورت الیافی و دانه ای می

باشد. بایستی ریلها، نگهدارنده ریلها و پد ریلها مورد بررسی قرار گیرند و اتصالات ریل به تیر و اسکلت، تعداد سیکل بارگذاری (

اثرات خستگی) و شکست پیشروی ترک (قانون پاریس)، توزیع تنش زیر چرخ جرثقیل، سرعت جرثقیل، فشار باد بر بدنه سوله

و بارگذاری های حرارتی، تمرکز تنش در اتصالات بهسازی و تقویت شده، خرپاهای طولی و عرضی تیر حامل جرثقیل، تنش

ایجاد شده در ورق مشجر و نزدیکی اتصال بال فشاری مقطع مورد بررسی قرار گیرد

وزن تقریبی المان های تمویبی واحد ۲۸ (تن)				
محور	محور M	محور N	محور O	محور P
ستون	۲۲.۹	۱۷۹.۸	۸۵.۷	۵۸.۸
مهار بند	۱۰.۴	۲۶.۴	۳	۲.۲
تیر	۱۰۲.۱	۲۸۰.۴	۱۵۱.۷	۲۴۲.۷
جمع	۱۳۵.۴	۵۹۶.۶	۲۴۰.۴	۳۰۴.۷
جمع کل	۱۲۷۷.۱			

وزن تقریبی المان های تمویبی واحد ۸ (تن)				
محور	محور M	محور L	محور A	محور H
ستون	۱۸.۲	۱۵.۲	-	-
مهار بند	۴۷.۱	۵۴.۴	۴	-۲
تیر	۲۷۵	۱۲۰.۵	-	-
جمع	۲۴۰.۴	۲۰۰.۲	۴	-۲
جمع کل	۵۴۴.۹			

وزن تقریبی ورق مشجر	
۸۰	واحد ۸
۲۰۰	واحد ۲۸
۲۵۰	واحد ۷
۵۳۰	جمع

وزن تقریبی المان های تمویبی واحد ۷ (تن)						
محور	محور C,D	محور De	محور E	محور F	محور G	محور H
ستون و مهار بند	۴۰	۴۸	۹۰.۸	۷۵.۹	۱۷۸	۳۲
تیر	-	۳۹۶	۴۶۰	۳۴۶	۵۹۶	۲۹۴
جمع	۴۰	۴۴۴	۱۲۶۸	۴۲۱.۹	۷۷۴	۳۲۶
جمع کل	۲۲۷۲.۹					

۱- لاغر بودن جان تیر حامل جرثقیل باعث ایجاد تنش های بالاتر به دلیل تغییر شکل های نامناسب آن در هنگام

بارگذاری گردیده که منجر به افزایش میزان تنش در محل اتصال ورق های مشجر می گردد.

۲- بالا بودن سختی سخت کننده ها و المان های مرزی در محل به هم رسیدن آنها و کاهش یکباره سختی در

فاصله میان این دو (به دلیل مسائل ناشی از تمرکز تنش و خستگی این فاصله قابل پر نمودن نمی باشد).

۳- اثرات حرارت و گرم و سرد شدن المان با گرادیان حرارتی قابل توجه سبب افزایش تعداد سیکل های بار گذاری و باربرداری گردیده و در پدیده خستگی مشارکت می نماید.

۴- نزدیک بودن چرخ های جرثقیل به میزان ۱۳۰ سانتیمتر مابین چرخ دوم و سوم جرثقیل های شماره ۲۷ و ۲۸ سبب تأثیر پذیرفتن اتصال از بارگذاری هر دو چرخ جرثقیل و به صورت همزمان شده که این افزایش تنش موضعی سبب بیشتر شدن میزان تنش از میزان قابل تحمل تنش توسط جوش در محل اتصال می گردد.

الف- شروع ترک: شامل ایجاد عیوب اولیه خستگی که با عملیات تابانیدن و نگهداری مناسب برطرف می شود.
ب- رشد ترک نوار لغزش: عمیق شدن ترک اولیه روی صفحات با تنش برشی زیاد را در پی دارد که این مرحله را مرحله اولیه رشد ترک یا جوانه زدن ترک می نامند.
ج- شکست ترک روی صفحاتی با تنش کششی زیاد: رشد یک ترک معین در جهت عمود بر تنش کششی حداکثر بوده و به تعبیری نقاط دارای تمرکز تنش بالا بوده و این مرحله به عنوان مرحله گسترش ترک نامیده می شود.
د- شکست نهایی: هنگامی رخ می دهد که طول ترک به اندازه ای برسد که خصوصیات مکانیکی و هندسی مقطع باقیمانده جوابگوی باز توزیع تنش های وارده نباشد.

استاندارد سازی

❖ تحویل نقشه های اصلاح و تقویت سازه به منظور ASBUILT شدن به مرکز اسناد

❖ دستورالعمل جوشکاری

❖ استاندارد بازرسی پرئودیک ۳ ماهه روی نقاط حساس به ترک

بررسی و ارائه نتایج با استفاده از آمار و اطلاعات

۱. کاهش قابل توجه انحرافات سازه ای با توجه به نتایج حاصل از نقشه برداری

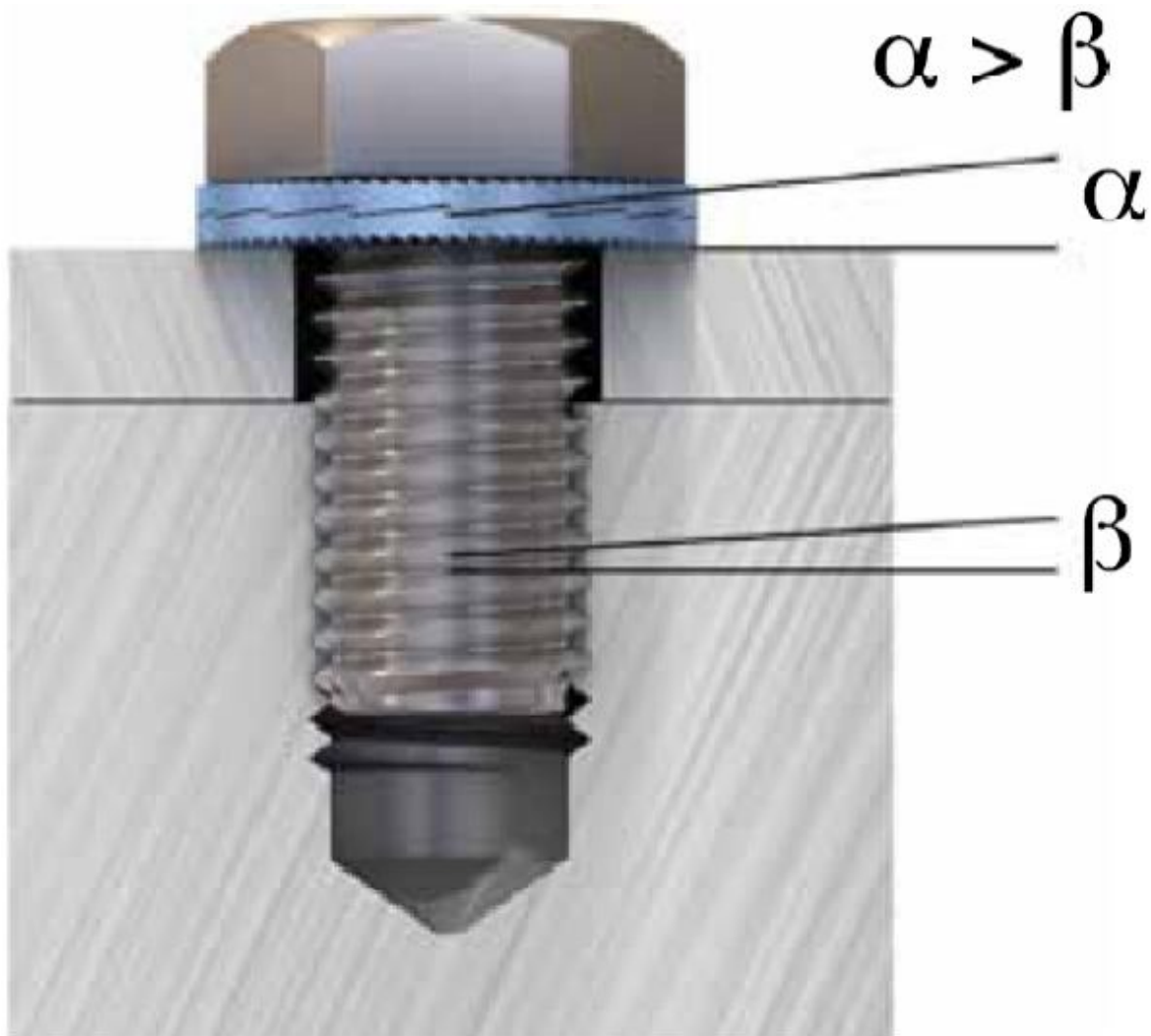
۲. تقویت تیرهای جرثقیل در مقابل بارهای پیچشی

۳. بومی سازی و صرفه جویی اقتصادی

۴. کاهش سطح ریسک ایمنی

۵. کاهش هزینه های تعمیراتی

۶. جلوگیری از توقف ناخواسته مکانیزم



Preparing the joint to be welded.

Adjusting the joint (The welding gap- Horizontal adjustment - Rail alignment - The twisting of the rails)

Opening the kit

Setting the molds (Position the clamp assembly-Position the groove core by taking care of centering it to the gap-Apply luting paste in the groove so as to avoid that the core moves-Place each half side mold in its frame-Set the half mold over the rail joint. Tighten the screw of the clamp assembly (Centre above and below in relation to the gap axis) -Maintain this half mold in position-Position the second half mold. (Centre above and below in relation to the axis of the gap)The two half moulds must never be offset from one another-Place the bottom plate on its base plate. Verify that it rests correctly on the base plate (Doesnot wobble). Apply a strip of luting paste on the two recesses on either side-Hang the briquette bottom plate on the hangers of the mold frames, check the centering of the plate in relation to the moulds, then take hold a locking handle with each hand.

Luting

Preheating

Lighting the blowpipe

One-shot crucible

Casting

Removing the slag tray

Shearing
Removing the risers
Rough grinding
Opening of the welded track section for traffic
Finishing welding
Cleaning
Marking and tracking

- ۱- ایجاد بازشوهای مکرر در جهت تقویت تیر حمل جرثقیل
- ۲- تخلخل در جوشکاری
- ۳- انقطاع در طرح تقویت اجراشده
- ۴- ترک خوردگی در محل عبور مهاربندهای سالن از ورق مشجر تیر حمل جرثقیل
- ۵- کمانش خارج از صفحه المانهای خرپای طولی تیر حمل جرثقیل
- ۶- شکست اتصال واقع در محل انقطاع ورق تقویتی محور G
- ۷- تابیدگی و پیچیدگی بال کششی المان اتصال دهنده ستونهای قسمت پایینی به بالایی
- ۸- دورات پیچشی تیربار تجهیزات محور D
- ۹- بریدن بستهای مورب ستونهای بابر سازه
- ۱۰- پارگی و توسعه ترک در ورقهای مشجر
- ۱۱- ایجاد ترک در ورق مشجر اطراف راه پله
- ۱۲- فرسایش ریل و بار ترولی

- ۱- اثر ترک خوردگی و بازشوهای نامناسب در ورقهای مشجر
- ۲- شکستگی پیچ در محل اتصال تیر به ستون
- ۳- شل شدگی پیچهای اتصال
- ۴- پارگی ورقهای مشجر
- ۵- ریلها و نگهدارنده های آن
- ۶- پدهای زیر ریل
- ۷- ضربه خوردگی و اعوجاج المانها
- ۸- کامل نبودن ادوات اتصال
- ۹- جوشکاری در انقطاع
- کد بندی قطعات
- برداشت وضعیت سازه و تطابق با شرایط کارگاهی
- ابعاد و موقعیت پروفیلها، قطعات و جزئیات
- پلان، نما و مقاطع
- کد ارتفاعی، زاویه چرخش المانها
- نوع مصالح، نوع الکتروود، پیچ و مهره (بالت)
- آماده سازی لبه و نوع جوش
- نوع اتصال اتکایی یا اصطکاکی (نوع، قطر پیچ و قطر سوراخها)
- نیروی پیش تنیده وارد به پیچهای اصطکاکی
- نوع واشرهای قفل شونده
- محل برشکاری و اتصال پروفیلها، سوراخکاری و لبه سازی ورقها

- جزئیات اتصال به طور کامل
- روش اجرا و توالی آنها
- جدول قطعات
- ملاحظات پیش گرمایش و جوشکاری ورقهای ضخیم بالکترودهای خاص
- جزئیات جوشکاری

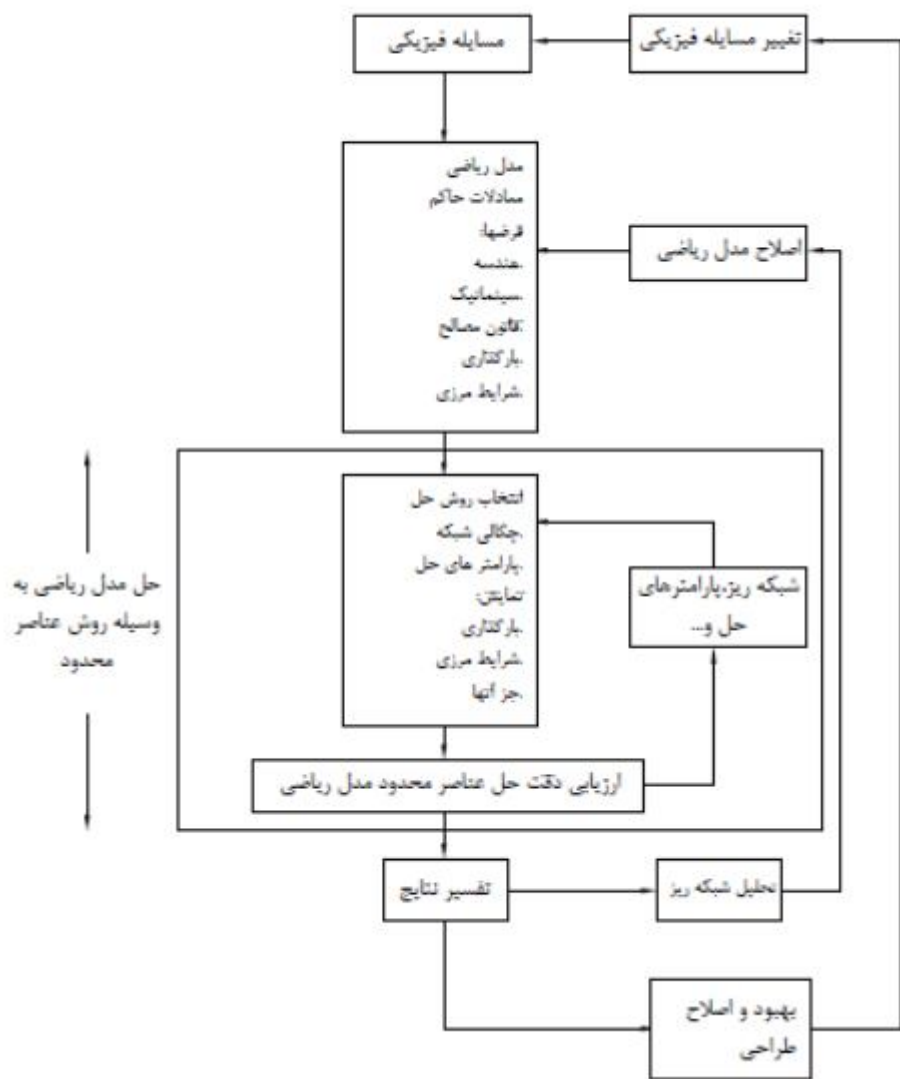
- ۱- خستگی ۲- پارگی ورقهای مشجر یا پیچ ۳- رشد ترک و ترک خوردگی ورقهای مشجر ۴- شل شدگی پیچ ۵- جوانه زنی ۶- شکست پیچ یا عدم تکمیل پیچ، پی نگهدارنده ریل ۷- ضربه خوردگی و اعوجاج مهاربند ۸- جوشکاری نامناسب ۹- سایش ۱۰- شکست اجزای غیر سازه ای

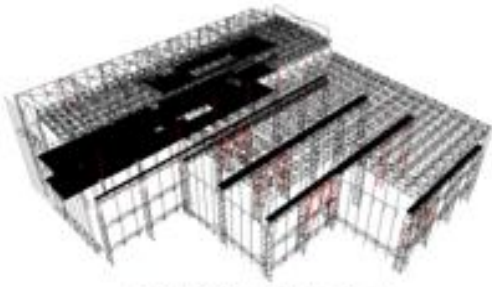
مراحل خستگی : ۱- شروع ترک ۲- رشد ترک نوار لغزش ۳- شکست ترک روی صفحاتی باتنش کششی زیاد و وادادگی
۴در نقاط با تمرکز تنش بالا-شکست نهایی

شکست ناش از خستگی

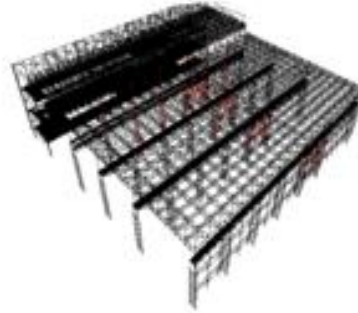
- عدم استحکام کششی مناسب ماده استفاده شده در سیکل‌های بارگذاری و باربرداری وارده
- تناوب بالا در میزان نرخ تنش وارده به المان
- بالا بودن تعداد چرخه های بارگذاری و باربرداری بر قطعه
- تمرکز تنش در نقاط یاسطوح المان
- تغییرات شدید دما ناشی از گرادیان های حرارتی بالا
- ناخالصی در ساختار متالورژیکی مواد
- ساختار متالورژیکی مواد و نوع عمل آوری آن
- تنشهای پسماند موجود در المان ناشی از ساخت و نصب
- غیریکنواختی در سطح یا تنشهای وارده - تغییر استحکام ماده در اثر خستگی
- کرنشهای پسماند-ریزترکهای بوجود آمده در حین عملیات ساخت

سایش : سمباده ای - چسبان- خستگی بر سطح
خزش : مکانیزم نفوذی- مکانیزم بازیابی - خستگی خوردگی





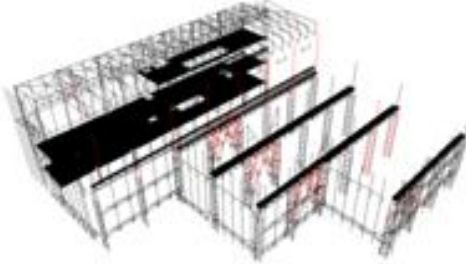
المان های بهسازی شده در واحد ۰۱ محور 01a الی 08a



المان های بهسازی شده در واحد ۰۱ محور 09a الی 15a



المان های بهسازی شده در واحد ۰۱ محور 16a الی 21a



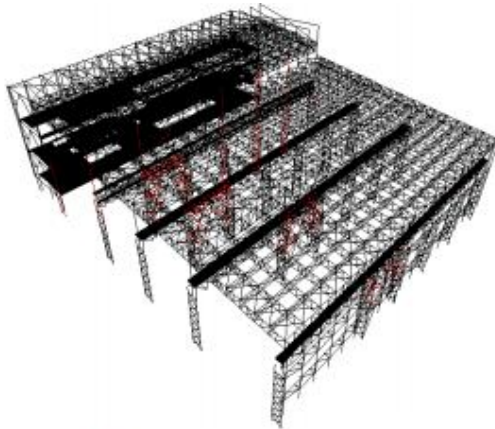
المان های بهسازی شده در واحد 07 محور 01 الی 08a بدون نمایش خرابی سقف



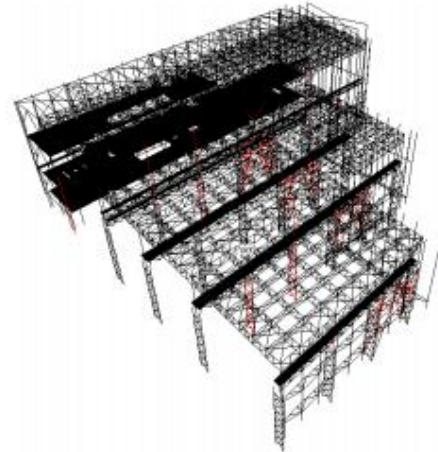
المان های بهسازی شده در واحد 07 محور 09a الی 15a بدون نمایش خرابی سقف



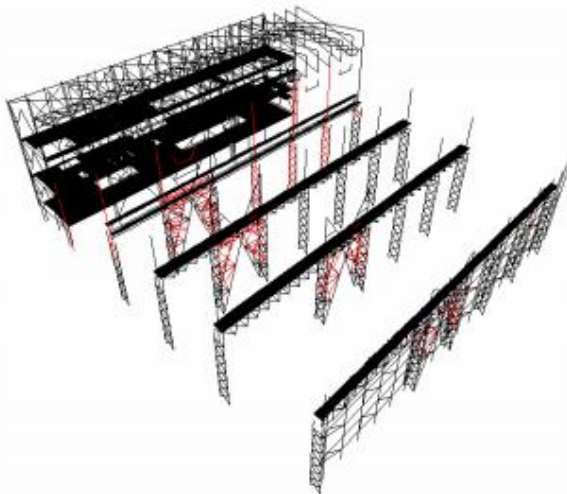
المان های بهسازی شده در واحد 07 محور 16a الی 21a بدون نمایش خرابی سقف



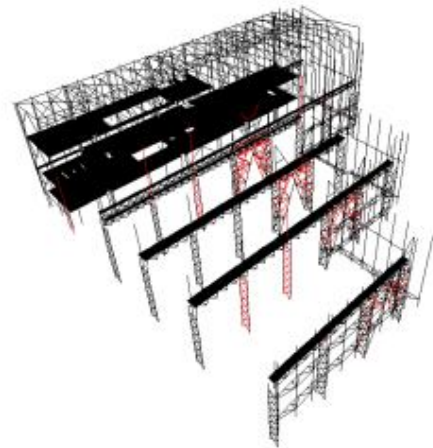
المان های بهسازی شده در واحد ۰۷ - از محور 21b الی 27a



المان های بهسازی شده در واحد ۰۷ - از محور 27b الی 34



المان های بهسازی شده در واحد 07 محور 21b الی 27a بدون نمایش خرابی سقف



المان های بهسازی شده در واحد 07 محور 27b الی 34 بدون نمایش خرابی سقف



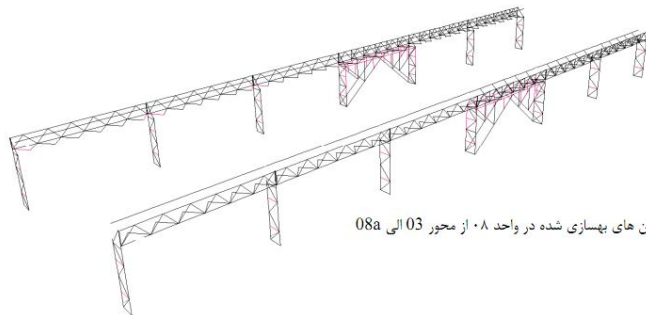
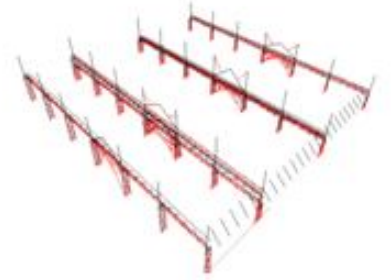
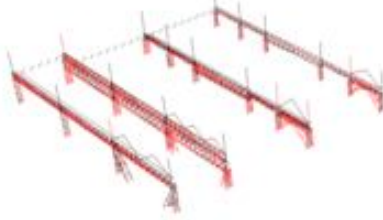
شکل 08a-20-10-11 نمای سه بعدی شده در واحد 08 از محور 03 الی 08a



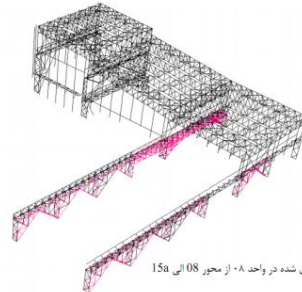
شکل 15a-20-10-11 نمای سه بعدی شده در واحد 15a از محور 08b الی 10b



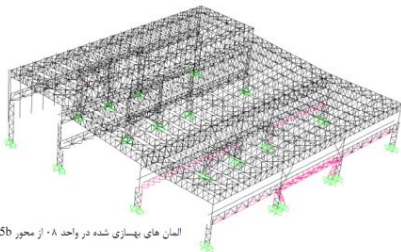
شکل 21a-20-10-11 نمای سه بعدی شده در واحد 21a از محور 15b الی 21a



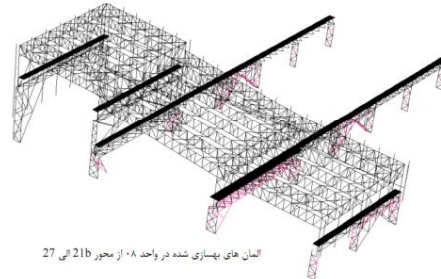
المان های بهسازی شده در واحد 08 از محور 03 الی 08a



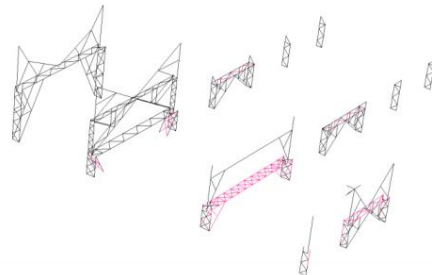
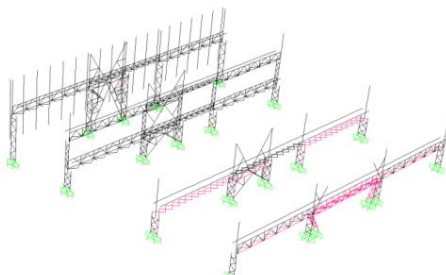
المان های بهسازی شده در واحد 08 از محور 08 الی 15a

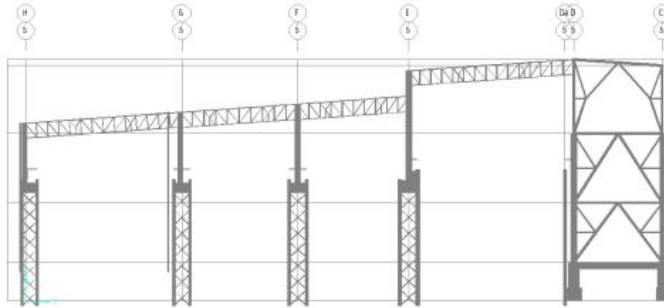


المان های بهسازی شده در واحد 08 از محور 15b الی 21a

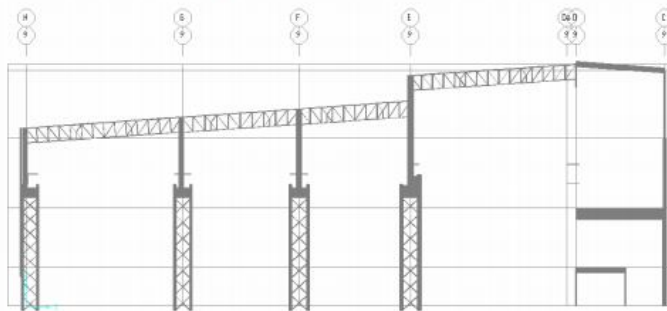


المان های بهسازی شده در واحد 08 از محور 21b الی 27

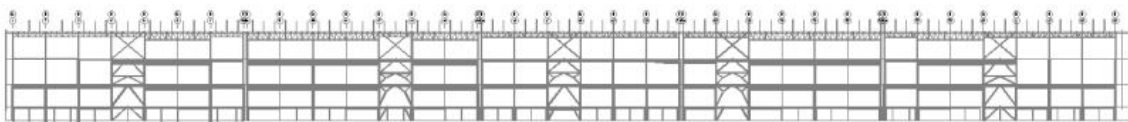




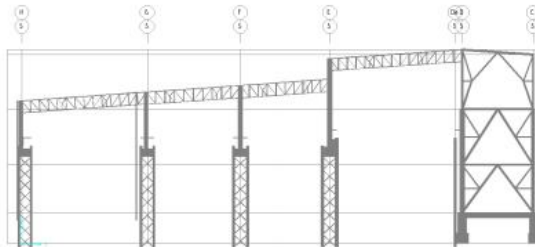
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از محور ۵- سازه سالن واحد ۰۷ در نرم افزار SAP2000



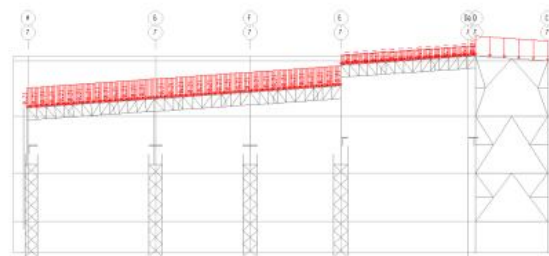
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از محور ۰۹- سازه سالن واحد ۰۷ در نرم افزار SAP2000



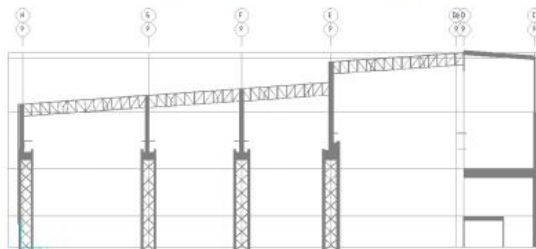
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از محور D سازه سالن واحد ۰۷ در نرم افزار SAP2000



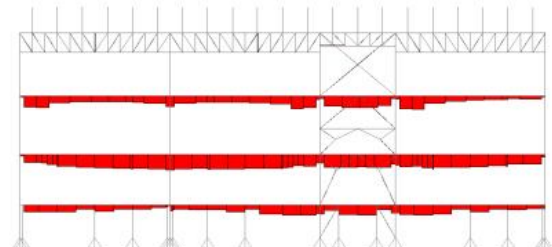
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از محور ۰۵- سازه سالن واحد ۰۷ در نرم افزار SAP2000



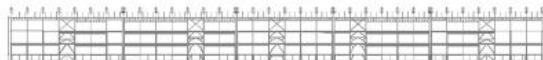
نمونه ای از بارگذاری های مرده اعمال شده در محور ۰۷- سالن واحد ۰۷



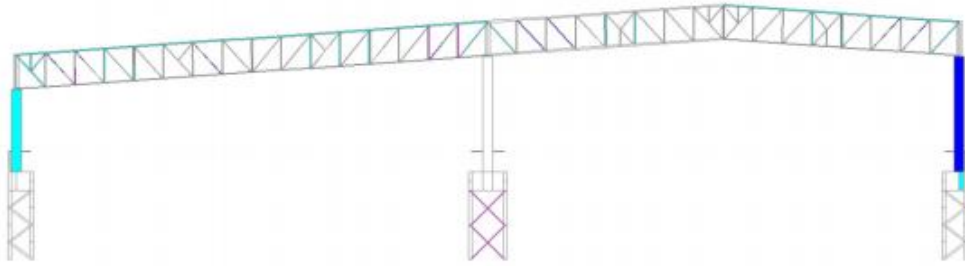
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از محور ۰۹- سازه سالن واحد ۰۷ در نرم افزار SAP2000



نیروی محوری در اثر بارگذاری دمایی یکنواخت بر محور شماره D



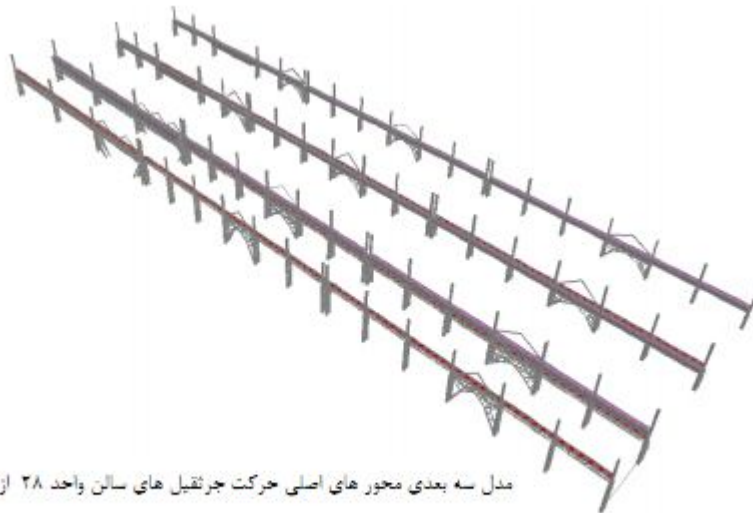
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از محور D سازه سالن واحد ۰۷ در نرم افزار SAP2000



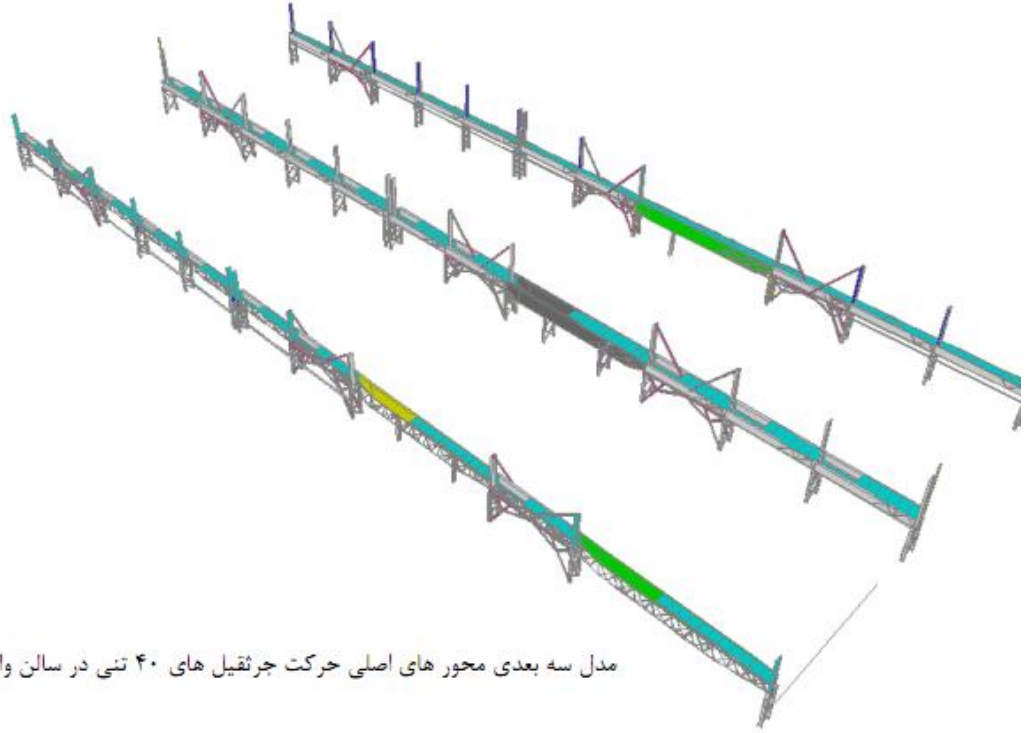
نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از سازه واحد ۵۱ در نرم افزار SAP2000



نمایش مدلسازی صورت پذیرفته از سازه واحد ۵۱ در نرم افزار SAP2000

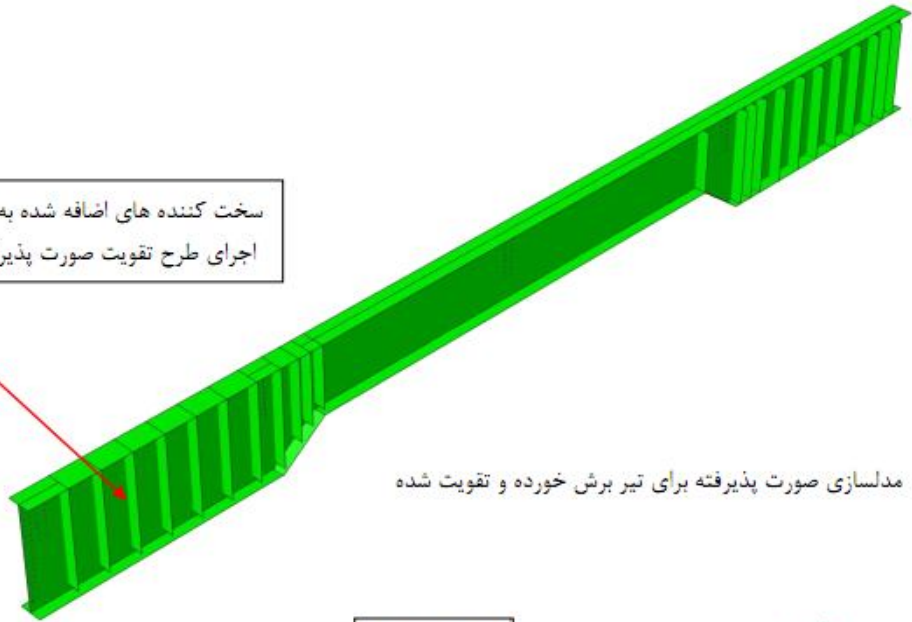


مدل سه بعدی محورهای اصلی حرکت جراثقیل های سالن واحد ۲۸ از محور ۰۳ الی ۲۱۵



مدل سه بعدی محور های اصلی حرکت جرثقیل های ۴۰ تنی در سالن واحد ۵۱

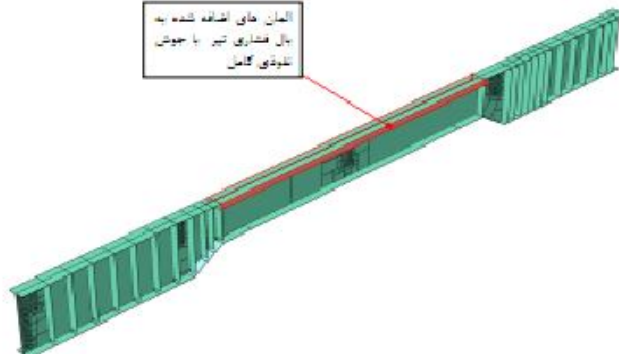
سخت کننده های اضافه شده به تیر پس از
اجرای طرح تقویت صورت پذیرفته پیشین



مدلسازی صورت پذیرفته برای تیر برش خورده و تقویت شده



المان های اضافه شده به
بال فشاری تیر با جوش
نقطه کامل

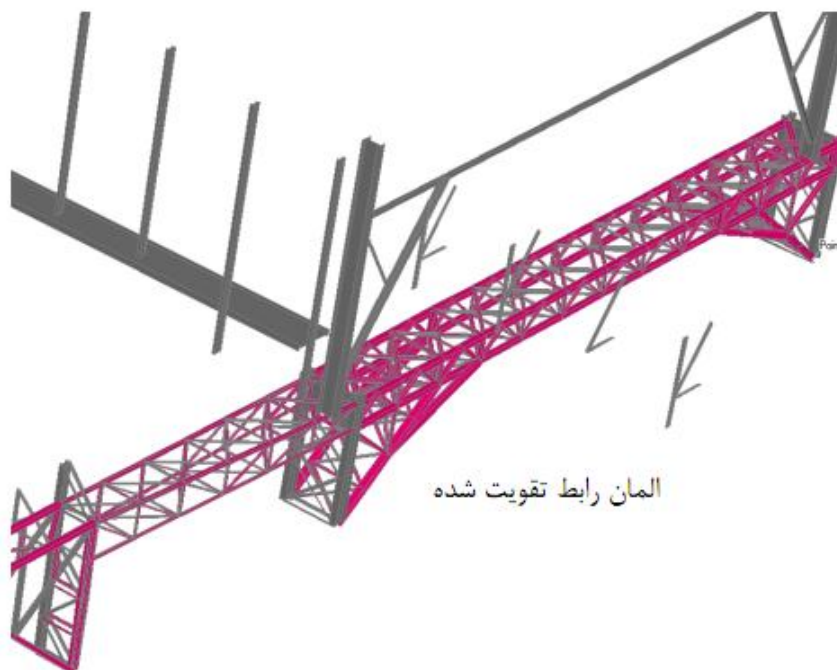




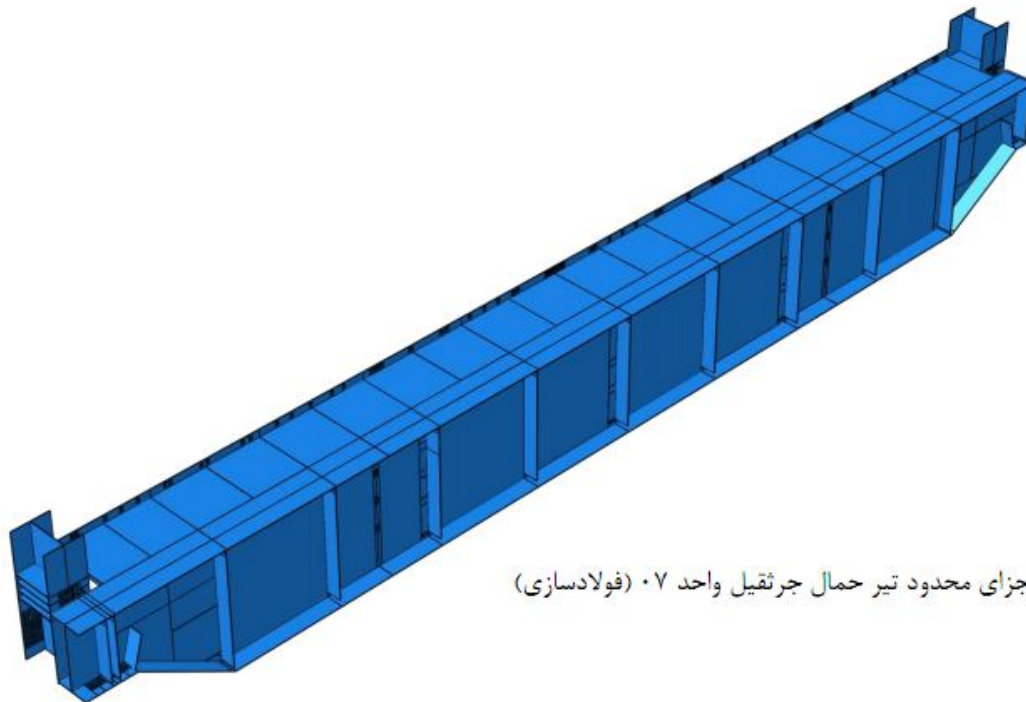
مدلسازی مهاربندها و المان های اتصال



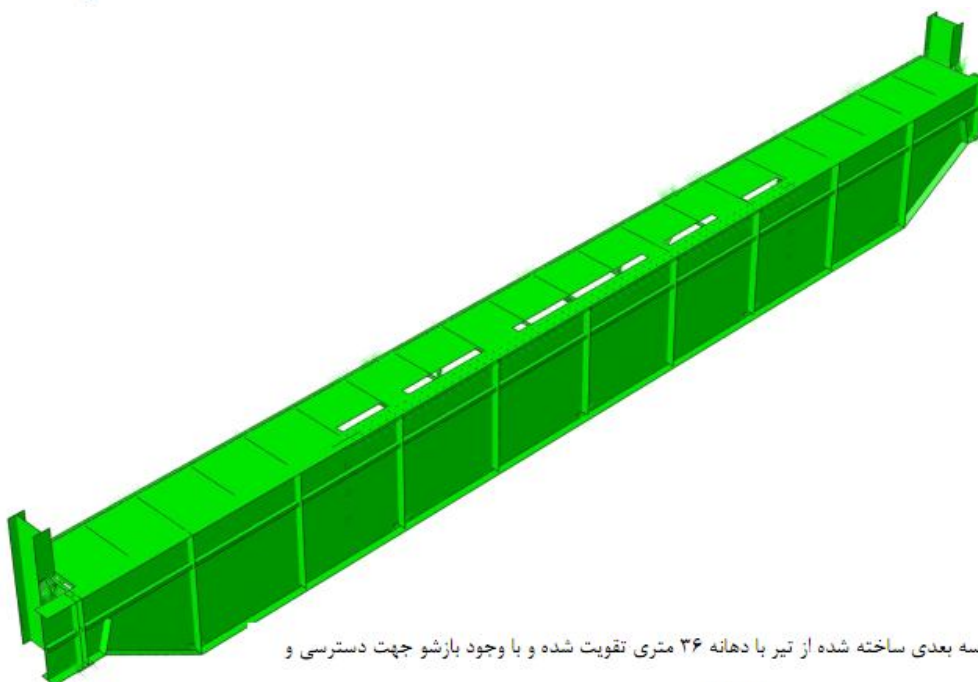
مدلسازی مهاربندها و المان های اتصال



المان رابط تقویت شده

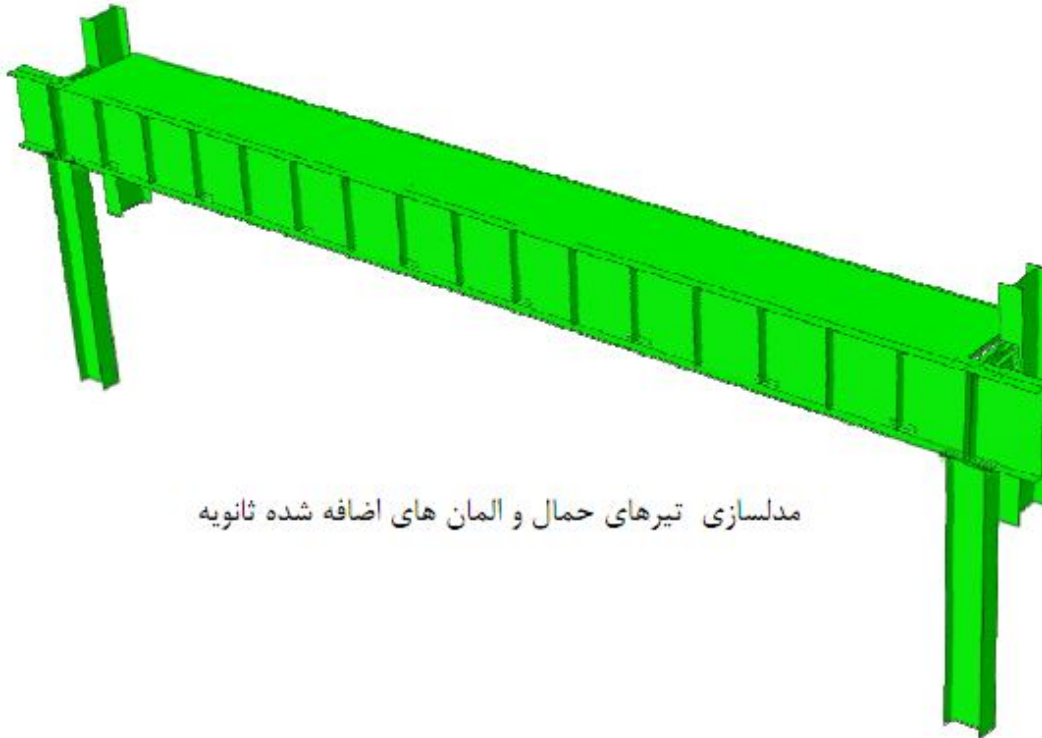


مدل اجزای محدود تیر حامل جرثقیل واحد ۰۷ (فولادسازی)

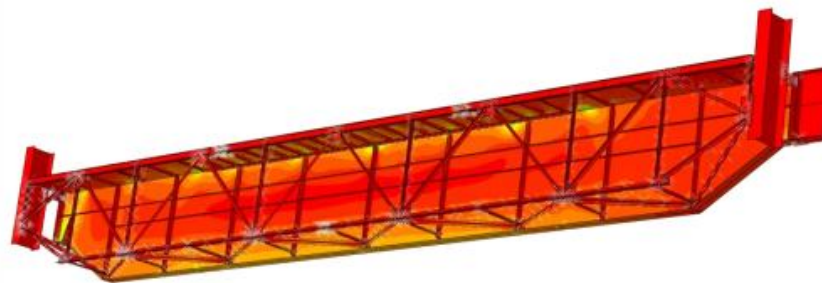
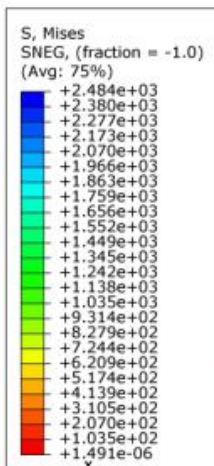


نمایش مدل سه بعدی ساخته شده از تیر با دهانه ۳۶ متری تقویت شده و با وجود بازشو جهت دسترسی و

تقویت آن

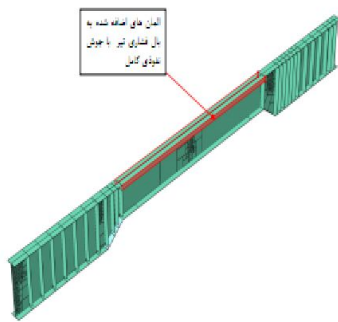


مدلسازی تیرهای حمال و المان های اضافه شده ثانویه

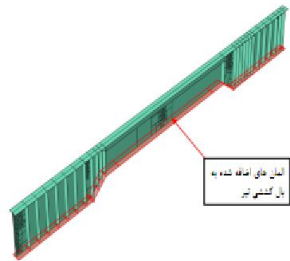
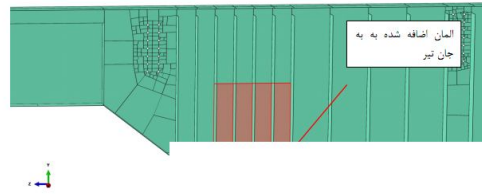


نمایش تنش در ورق مشجر پس از اصلاح ضخامت ، مناطق برش خوردگی و اصلاح المان های مرزی بر حسب

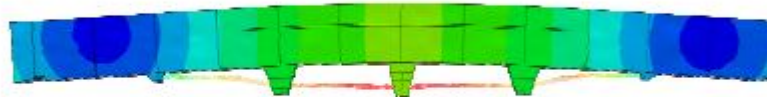
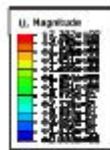
کیلوگرم بر سانتیمتر مربع



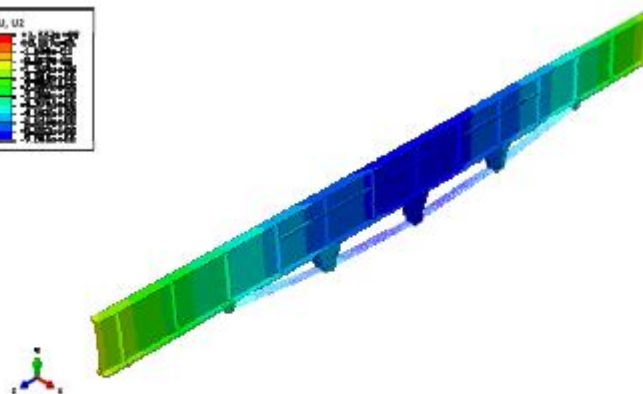
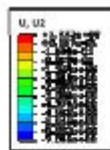
ماتریز مورب باربرقه روی تیر پل خورده و تقویت شده



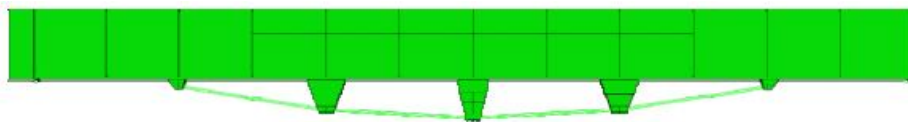
ماتریز مورب باربرقه روی تیر پل خورده و تقویت شده



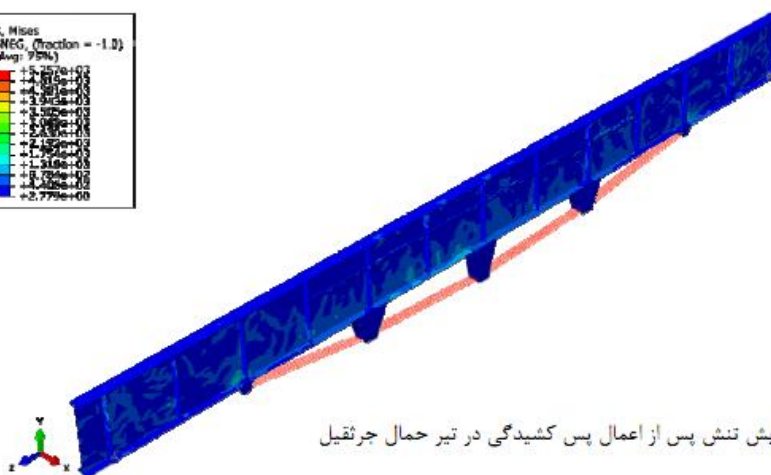
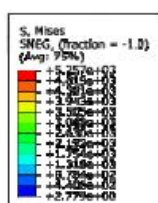
نمایش تغییر شکل قائم پس از اعمال پس کشیدگی در تیر حمل جرقفیل



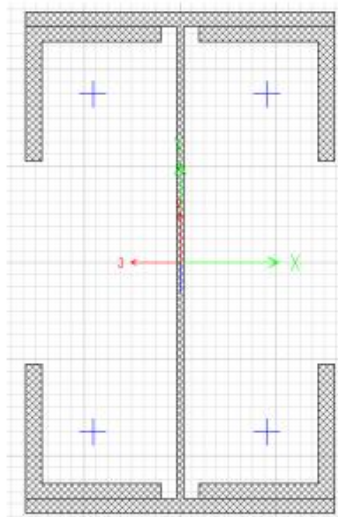
نمایش تغییر شکل قائم پس از اعمال پس کشیدگی و اعمال بارگذاری ناشی از بارهای زنده و جرقفیل در تیر حمل جرقفیل



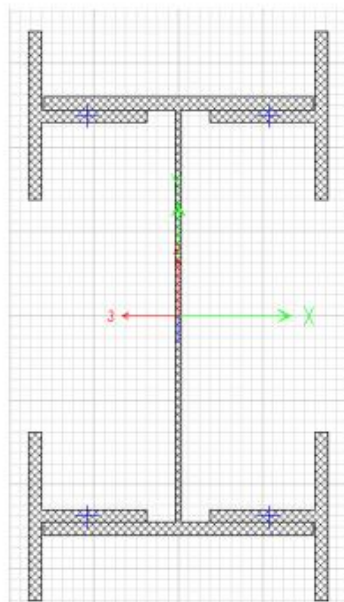
نمایش طرح تقویت با استفاده از کابل های پس کشیده فولادی



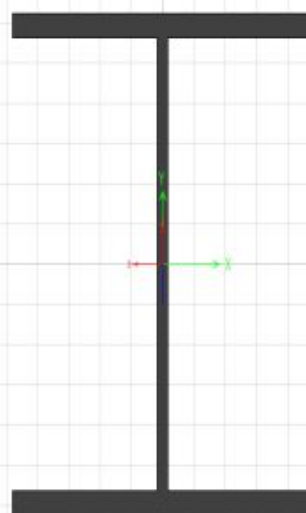
نمایش تنش پس از اعمال پس کشیدگی در تیر حمل جرثقیل



ج- نمونه ای از ستون ها در مقاطع بهسازی شده

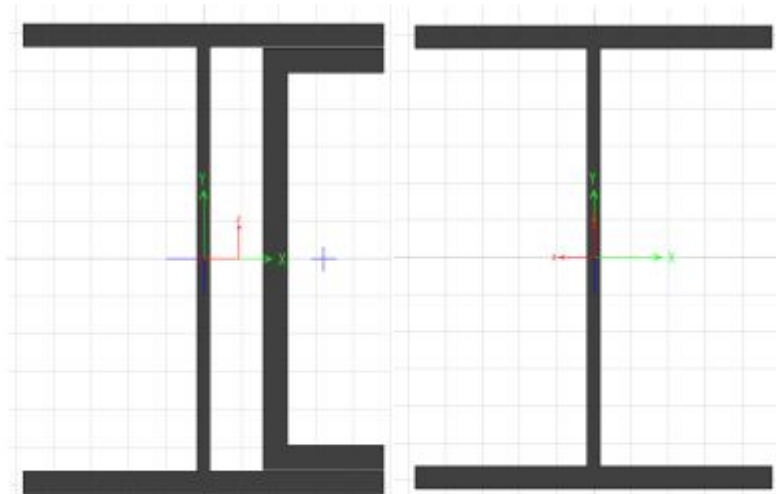


ب- نمونه ای از ستون ها در مقاطع بهسازی شده



الف- مقطع موجود

مقطع ستون های واحد ۰.۸ قبل و بعد از بهسازی



-ب- مقطع بهسازی شده

-الف- مقطع موجود

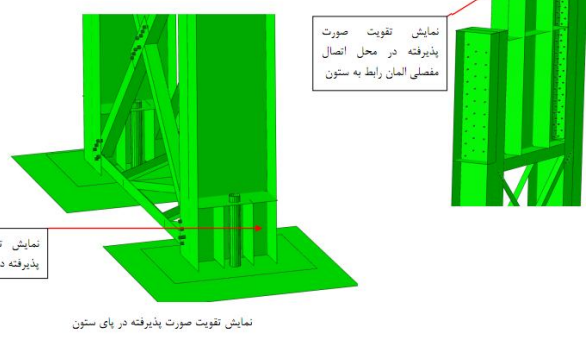
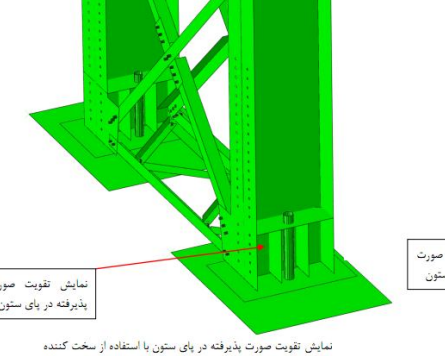
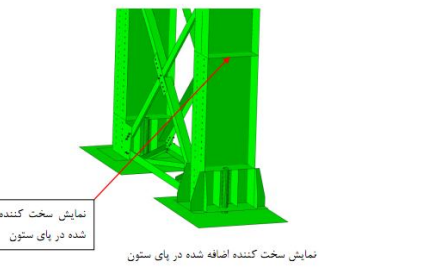
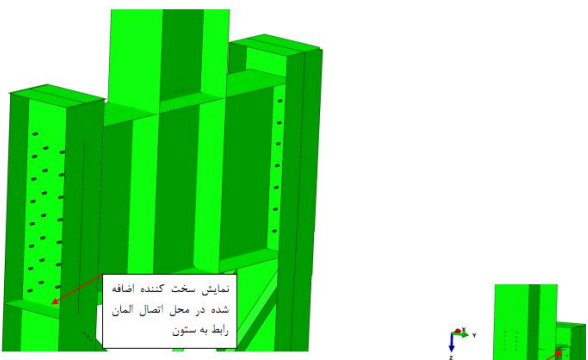
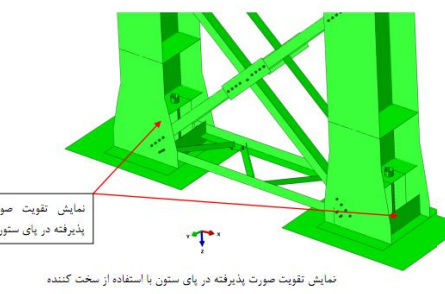
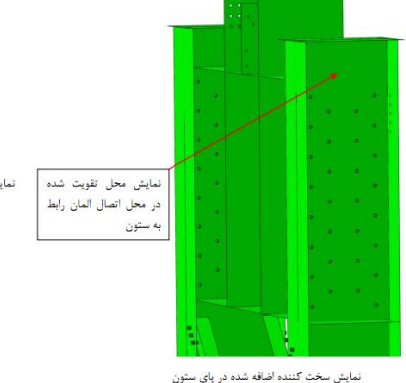
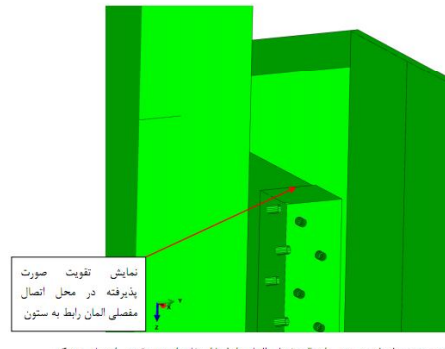
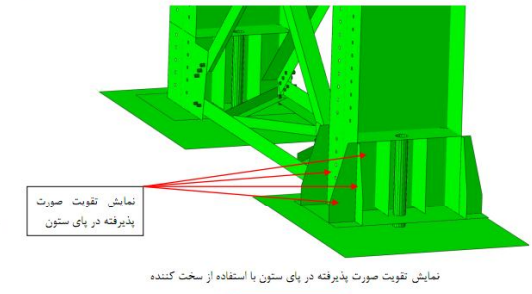
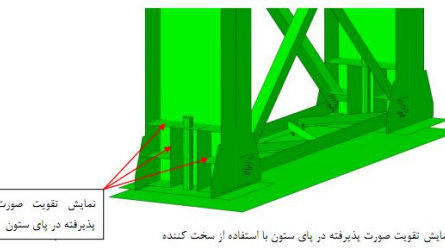
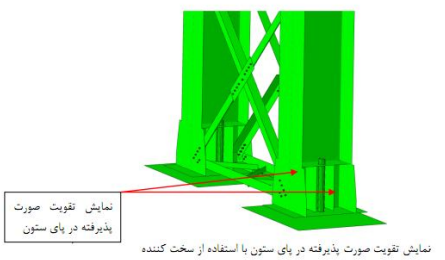
مقطع ستون های واحد ۰.۸ قبل و بعد از بهسازی

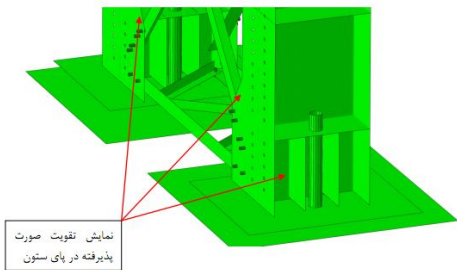


-ب- مقطع بهسازی شده

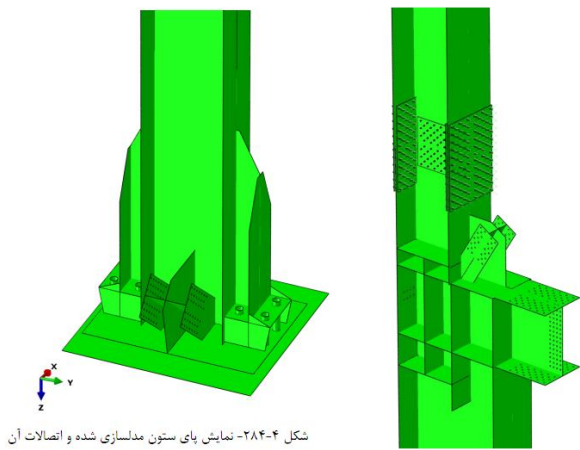
-الف- مقطع موجود

نمایش عمومی از مقطع ستون های واحد ۲.۸ قبل و بعد از بهسازی

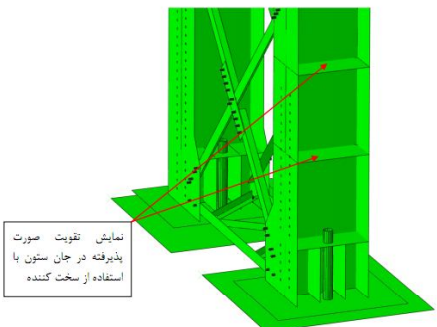




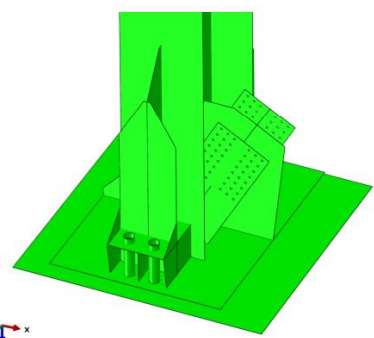
شکل ۴-۵۶- نمایش تقویت صورت پذیرفته در پای ستون با استفاده از سخت کننده



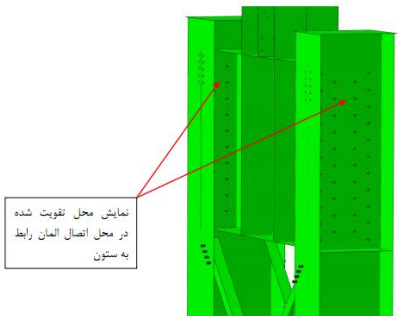
شکل ۴-۲۸- نمایش پای ستون مدلسازی شده و اتصالات آن



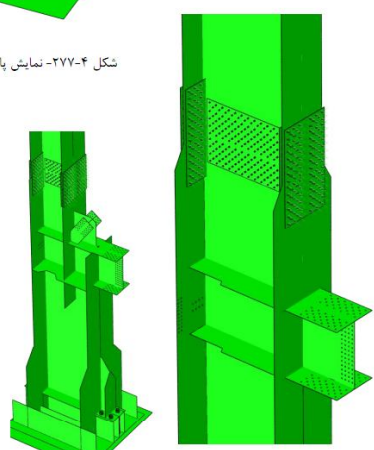
شکل ۴-۵۷- نمایش تقویت صورت پذیرفته در جان ستون با استفاده از سخت کننده



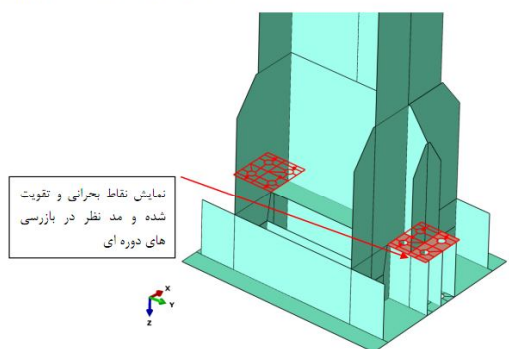
شکل ۴-۲۷۷- نمایش پای ستون مدلسازی شده و اتصالات آن



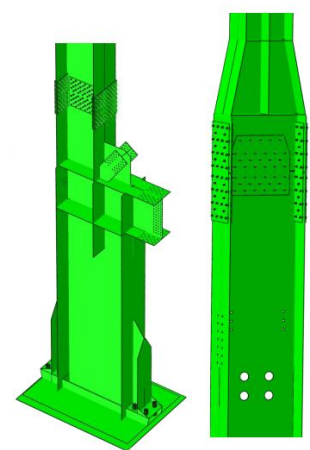
شکل ۴-۵۸- نمایش سخت کننده اضافه شده در پای ستون

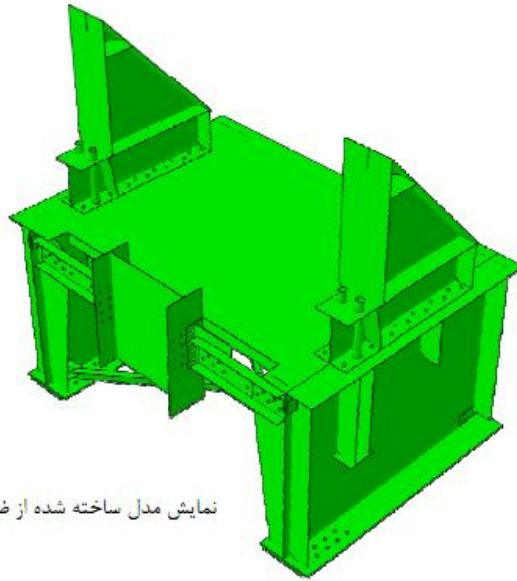


شکل ۴-۲۶۱- نمایش اتصالات پای ستون در ستون مدلسازی شده



نمایش سخت کننده های مورد نظر جهت تعویض در محل اتصال تیر به ستون در تراز پای ستون





نمایش مدل ساخته شده از ضربه گیر جرنقیل

بار مرده سقف در تراز +۸۰۰۰ میلیمتر

بار مرده سقف در این تراز شامل موارد زیر می باشد.

ردیف	شرح	شدت بار (کیلوگرم بر متر مربع)
۱	ورق مشجر به ضخامت ۱۰ میلیمتر	۸۰/۰
۲	دال بتنی مسلح ۲۴ سانتیمتری	۶۰۰/۰
جمع		۶۸۰/۰

بار مرده سقف در تراز +۲۰۰۰۰ و +۳۴۰۰۰ میلیمتر

بار مرده سقف در این تراز شامل موارد زیر می باشد.

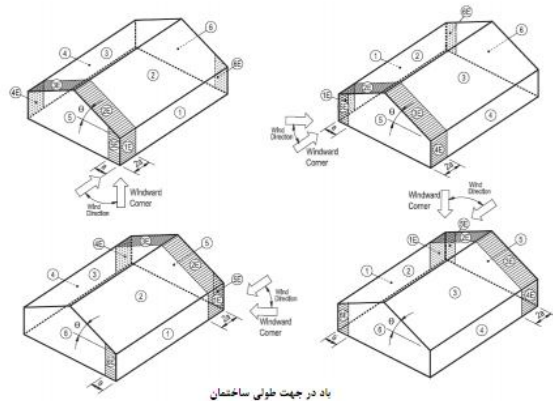
ردیف	شرح	شدت بار (کیلوگرم بر متر مربع)
۱	ورق مشجر به ضخامت ۱۰ میلیمتر	۸۰/۰
۲	دال بتنی مسلح ۲۰ سانتیمتری	۵۰۰/۰
۳	ورق مشجر ۱۵ میلیمتری در برخی نقاط	۱۲۵/۰
جمع		۷۰۵/۰

بارگذاری های برف و بارهای وارد بر بام سازه

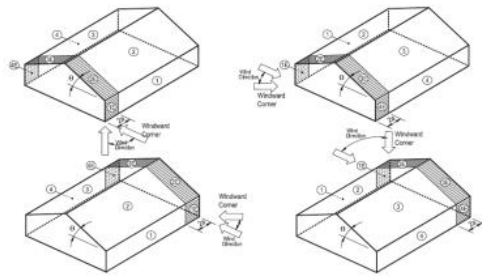
ردیف	شرح	بار وارده
۱	بار برف	۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع با توجه به شیب ۷ درجه ای بام
۲	غبارآلات صنعتی	۳۵ کیلوگرم بر متر مربع در تطابق با بارگذاری اولیه در نظر گرفته شده در محاسبات
۳	منابع پیش بینی نشده	۲۵ کیلوگرم بر متر مربع مطابق با طراحی اولیه صورت پذیرفته

مقادیر عددی کفیت G.Cpf مطابق با آیین نامه ACSE7-05

طبقه بندی	G.Cpi
ساختمان های باز (به طور مثال بدون دیوار پیرامونی)	۰/۰۰
ساختمان های نیمه محصور	±۰/۵۵
ساختمان های محصور	±۰/۱۸



باد در جهت طولی ساختمان



باد در جهت عرضی ساختمان

زاویه بام (درجه)	سطوح ساختمان									
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E
5-20	0.53	-0.69	-0.48	-0.43	-0.45	-0.45	0.8	-1.07	-0.69	-0.64

جدول مربوطه جهت محاسبه مقادیر G.Cpf

فشار باد محاسبه شده وارد بر سازه با توجه به شرایط مختلف بارگذاری

ناحیه	فشار باد در جهت عرضی	فشار باد در جهت عرضی	فشار باد در جهت طولی	فشار باد در جهت طولی
	سالن	سالن	سالن	سالن
	فشار داخلی مثبت (کیلوگرم/متر مربع)	فشار داخلی منفی (کیلوگرم/متر مربع)	فشار داخلی مثبت (کیلوگرم/متر مربع)	فشار داخلی منفی (کیلوگرم/متر مربع)
1	52	26	43	16
2	-37.5	-64	-38	-64
3	-22	-48	-22	-49
4	-19	-45	-18	-45
5	-20	-46	-20	-46
6	-20	-46	46	20
1E	72	46	72	46
2E	-65	-88	-35	92
3E	-38	-64	-38	-64
4E	-34	-60	--	--

بارگذاری های ناشی از بار جرثقیل

نوع جرثقیل	بار گذاری فائیم با اثر ضربه	بارگذاری جانبی-ماکزیمم حاکم			بارگذاری طولی
	ماکزیمم بار وارد بر چرخ	بار بلند شده	بار بلند شده و وزن ترولی	بار بلند شده و وزن جرثقیل	ماکزیمم بار وارده بر چرخ/بار طرح سازنده
درصد بار	۱۲۵ درصد	۴۰ درصد	۲۰ درصد	۱۰ درصد	۲۰ درصد
جرثقیل ۴۰ تن شماره ۱	۱۹/۰۰ تن	۴/۰۰ تن	۳/۲۰ تن	۲/۸۵ تن	۳/۶۰ تن
جرثقیل ۴۰ تن شماره ۲ و ۳ و ۴ و ۶	۲۷/۵۰ تن	۴/۰۰ تن	۳/۱۵ تن	۲/۸۰ تن	۵/۵۰ تن
جرثقیل ۵۰ تن شماره ۴۱	۲۴/۰۰ تن	۵/۰۰ تن	۳/۲۵ تن	۳/۰۰ تن	۴/۸۰ تن
جرثقیل ۵۰ تن شماره ۴۲	۴۲/۵۰ تن	۵/۵۰ تن	۴/۵۰ تن	۵/۲۵ تن	۸/۵۰ تن
جرثقیل ۶۰ تن شماره ۴۳	۴۵/۰۰ تن	۵/۸۰ تن	۵/۰۰ تن	۵/۷۵ تن	۹/۰۰ تن

شرح بارگذاری های مرده وارد بر سازه

ردیف	شرح	بار وارده
۱	بار مرده اجزای سازه ای	متغیر نسبت به توزیع در نقاط مختلف سازه
۲	جرثقیل های ۴۰ تنی شماره ۲۷ و ۲۸	۸۲/۵ تن به ازای هر جرثقیل
۳	جرثقیل ۱۶ تنی شماره ۲۹	۱۰۰ تن
۴	جرثقیل ۴۰ تنی شماره ۲۵	۹۳/۵ تن
۵	جرثقیل ۶۳ تنی شماره ۲۰	۶۲/۰ تن
۶	پوشش سقف	۲۰ کیلوگرم بر متر مربع مطابق با مصالح مصرف شده و دارای انطباق با طراحی اولیه انجام شده

بارگذاری های ناشی از بار جرفیل

نوع جرفیل	بار گذاری	بارگذاری جانبی-ماکزیمم حاکم بر هر چرخ			بارگذاری طولی
	قائم با اثر ضربه	بار بلند شده و وزن جرفیل	بار بلند شده و وزن ترولی	بار بلند شده و وزن جرفیل	ماکزیمم بار وارده بر چرخ
درصد بار	۱۲۵ درصد	۴۰ درصد بر محور	۲۰ درصد بر محور	۱۰ درصد بر محور	۲۰ درصد و یا بار سازنده
جرفیل ۳۵۰ تن شماره ۹ و ۱۰	۷۱/۰۰ تن	۵/۸۵ تن	۴/۸۳ تن	۴/۱۰ تن	۱۲/۰۰ تن
جرفیل ۳۰۰ تن شماره ۱۳ و ۱۴	۶۰/۵۰ تن	۵/۰۰ تن	۴/۵۰ تن	۳/۲۵ تن	۱۰/۱۰ تن
جرفیل ۱۰۰ تن شماره ۷ و ۸	۶۰/۵۰ تن	۵/۰۰ تن	۳/۷۵ تن	۳/۷۰ تن	۱۰/۵۰ تن
جرفیل ۳۲۰ تن شماره ۲۵	۵۵/۴۵ تن	۵/۳۰ تن	۳/۷۵ تن	۳/۲۰ تن	۹/۴۰ تن
جرفیل ۱۱۰ تن شماره ۲۱	۵۷/۵۰ تن	۵/۵۰ تن	۴/۰۰ تن	۳/۸۰ تن	۱۰/۳۰ تن
جرفیل ۱۳۰ تن شماره ۱۷ و ۲۲	۳۴/۳۵ تن	۳/۲۵ تن	۲/۳۰ تن	۲/۰۰ تن	۵/۸۵ تن
جرفیل ۱۲۰ تن شماره ۲۶ و ۳۰	۵۵/۳۰ تن	۶/۰۰ تن	۴/۰۵ تن	۳/۰۰ تن	۹/۲۵ تن
جرفیل ۱۰۰ تن شماره ۱۱	۶۳/۲۵ تن	۵/۰۰ تن	۴/۱۰ تن	۳/۷۵ تن	۱۰/۸۰ تن
جرفیل ۴۰ تن شماره ۱۶	۴۶/۰۰ تن	۴/۰۰ تن	۲/۹۰ تن	۲/۸۰ تن	۷/۹۰ تن
جرفیل ۳۲۰ تن شماره ۱۹	۷۱/۰۰ تن	۶/۴۰ تن	۵/۲۲ تن	۳/۸۳ تن	۱۱/۹۰ تن
جرفیل ۱۱۰ تن شماره ۱۸	۶۴/۴۰ تن	۵/۵۰ تن	۴/۸۰ تن	۳/۹۰ تن	۱۲/۹۰ تن
جرفیل ۳۲۰ تن شماره ۱۹	۴۷/۳۰ تن	۴/۰۰ تن	۳/۲۵ تن	۲/۷۰ تن	۸/۰۰ تن

شرح بارگذاری های مرده وارد بر سازه

ردیف	شرح	بار وارده
۱	بار مرده اجزای سازه ای	متغیر نسبت به توزیع در نقاط مختلف سازه
۲	جرثقیل های ۳۵۰ تنی شماره ۹ و ۱۰	۶۲۷/۰ تن به ازای هر جرثقیل
۳	جرثقیل ۳۰۰ تنی شماره ۱۳ و ۱۴	۴۸۰/۰ تن
۴	جرثقیل ۱۰۰ تنی شماره ۷ و ۸	۱۹۴/۰ تن
۵	جرثقیل ۳۲۰ تنی شماره ۲۵	۴۴۸/۰ تن
۶	جرثقیل ۱۱۰ تنی شماره ۲۱	۱۹۰/۰ تن
۷	جرثقیل ۱۳۰ تنی شماره ۱۷ و ۳۲	۱۹۱/۰ تن
۸	جرثقیل ۱۲۰ تنی شماره ۲۶ و ۳۰	۱۲۰/۰ تن
۹	جرثقیل ۱۰۰ تنی شماره ۱۱	۱۰۰/۰ تن
۱۰	جرثقیل ۴۰ تنی شماره ۱۶	۷۲/۰ تن
۱۱	جرثقیل ۳۲۰ تنی شماره ۱۹	۴۴۶/۰ تن
۱۲	جرثقیل ۱۱۰ تنی شماره ۱۸	۲۰۲/۰ تن
۱۳	جرثقیل ۸۰ تنی شماره ۲۴	۱۳۶/۰ تن
۱۴	پوشش سقف	۲۰ کیلوگرم بر متر مربع مطابق با مصالح مصرف شده و دارای انطباق با طراحی اولیه انجام شده

بارگذاری های ناشی از بار جرثقیل

نوع جرثقیل	بار گذاری قائم با اثر ضربه	بارگذاری جانبی-ماکزیمم حاکم			بارگذاری طولی
		بار بلند شده	بار بلند شده و وزن ترولی	بار بلند شده و وزن جرثقیل	ماکزیمم بار وارد بر چرخ
جرثقیل مگنت دار	۱۲۵ درصد	۴۰ درصد	۲۰ درصد	۱۰ درصد	۲۰ درصد
جرثقیل مگنت دار	۲۷/۷۵ تن	۱۶ تن	۱۲/۶ تن	۱۶/۲ تن	۵/۶ تن

نوع جرثقیل	بار گذاری قائم با اثر ضربه	بارگذاری جانبی-ماکزیمم حاکم			بارگذاری طولی
		بار بلند شده وارد بر چرخ	بار بلند شده و وزن ترولی	بار بلند شده و وزن جرثقیل	ماکزیمم بار وارد بر چرخ
درصد بار	۱۲۵ درصد	۴۰ درصد	۲۰ درصد	۱۰ درصد	۲۰ درصد
جرثقیل ۴۰ تن شماره ۲۷ و ۲۸	۲۳/۲۰ تن	۴/۰۰ تن	۳/۲۰ تن	۳/۱۰ تن	۴/۶۰ تن
جرثقیل ۴۰ تن شماره ۲۹	۲۹/۷۵ تن	۵/۰۰ تن	۴/۰۰ تن	۳/۷۵ تن	۶/۰۰ تن
جرثقیل ۴۰ تن شماره ۲۵	۵۲/۰۰ تن	۸/۰۰ تن	۶/۳۰ تن	۶/۶۸ تن	۱۰/۴۰ تن
جرثقیل ۶۳ تن شماره ۲۰	۳۳/۸۰ تن	۳/۲۰ تن	۱/۹۰ تن	۱/۵۵ تن	۶/۸۰ تن

تغییرات تنش یا توجه به تغییرات در امان های سیستم موجود

تشنش در تیر یا جان ۲۵ میلیمتر و امان مرزی UNP80	تشنش در تیر یا جان ۲۵ میلیمتر	تشنش در تیر یا پیچ زنی المان مرزی و سخت کننده	تشنش در تیر موجود	زمان پس از اعمال بارگذاری
۱۶۲۰	۱۵۹۷	۱۸۶۵	۳۲۳۴	۴/۲۵ ثانیه
۲۲۷۳	۲۳۵۱	۳۰۱۱	۶۳۳۷	۷/۵۰ ثانیه
۲۴۳۵	۲۳۸۶	۲۹۳۷	۶۶۴۴	۷/۷۵ ثانیه
تشنش در جان ۴۰ میلیمتر، امان مرزی UNP80	تشنش در سخت کننده میانی ۲۰ میلیمتر و جان ۲۵ میلیمتر	تشنش در جان و سخت کننده یا ضخامت ۲۵ میلیمتر و ورق مشجر ۱۰ میلیمتر	تشنش در جان و سخت کننده یا ضخامت ۲۵ میلیمتر	زمان پس از اعمال بارگذاری
۱۱۷۰	۱۴۳۸	۱۴۷۹	۱۵۱۴	۴/۲۵ ثانیه
۱۷۵۰	۲۳۶۸	۲۳۸۷	۲۴۱۷	۷/۵۰ ثانیه
۲۱۰۰	۲۵۸۸	۱۴۷۹	۲۲۹۴	۷/۷۵ ثانیه
تشنش در جان ۳۰ میلیمتر، امان مرزی UNP80 و ورق مشجر ۱۲ میلیمتر				زمان پس از اعمال بارگذاری
			۱۱۰۰	۴/۲۵ ثانیه
			۱۹۵۰	۷/۵۰ ثانیه
			۲۰۵۰	۷/۷۵ ثانیه

میزان تقریبی واشرهای مورد نیاز در واحد های ۰۷ و ۰۸ و ۲۸ به شرح زیر خواهد بود.

unit	07	08	28
Pcs.	550.000	80.000	21.000

که از این تعداد در حدود ۸۰ درصد وزنی واشر نمره ۲۴ و ۲۷ و مابقی عموماً واشرهای نمره ۲۰ و ۳۰ می باشند.

ردیف	نوع ابراد/ضعف	منشاء ابراد/علت	درجه بندی خطر				توضیحات	راه حل
			H.R	M.H. R	M.L.R	L.R		
۱	ضعیف بودن تیرهای حمل جرتقیل جهت تحمل بار ناشی از جرتقیل های جدید	افزافه نمودن تعداد سه جرتقیل جدی به سالن					تقویت تیرهای حمل جرتقیل با المان های فولادی	
۲	ضعیف بودن ستون های سازه ای و بست های مورب متصل کننده در داخل آنها	افزافه نمودن تعداد سه جرتقیل جدی به سالن					تقویت ستون ها با المان های فولادی	
۶	ترک خوردگی ورق مشجر تیرهای حمل جرتقیل	طراحی نامناسب					نمایش ورق های مشجر و المان های مرزی با ورق مشجر و المان های مرزی جدید	
۱۰	ضعف موضعی ستون ها	افزافه نمودن تعداد سه جرتقیل جدی به سالن					تقویت ستون با المان های سخت کننده و ورق های افزایش دهنده ضخامت	
۳	ضعیف بودن المان های خرابی طولی	افزافه نمودن تعداد سه جرتقیل جدی به سالن					تقویت و یا نمایش المان های موجود در خرابیهای طولی با المان های فولادی	
۴	ضعف مهاربندهای سازه ای موجود	افزافه نمودن تعداد سه جرتقیل جدی به سالن و ناپایداری خارج از محور مهاربند های					نمایش مهاربندهای سازه ای با مهاربندهای جدید	
۵	عدم شدگی سخت کننده های ابتدایی تیرهای حمل جرتقیل	طراحی نامناسب					کنترل مداوم و نمایش صفحه در صورت مشاهده شکست در ورق و حذف بیج ها در قالب یک برنامه دراز مدت سنجش عملکرد	
۷	ابراعات موجود در طرح توسعه	طراحی و با اجرای نامناسب					نمایش و اصلاح اتصالات موجود	
۸	از بین رفتن پوشش ضد زنگ و زنگ زدگی موضعی المان های فولادی	نگهداری نامناسب/انمام عمر مفید آب بندی سقف					زدودن زنگ و اجرای مجدد ضد زنگ و رنگ آمیزی	
۹	از بین رفتن پدهای زیر ریل و عدم جایگزینی آنها	نگهداری نامناسب/انمام عمر مفید پدهای زیر ریل					جایگزین نمودن پدها زیر ریل جدید	

مقادیر مجاز تنش در المان های مختلف تحت بررسی قرار گرفته

ردیف	شرح	C _r مجاز	تنش قابل تحمل پس از ۲ میلیون سیکل بارگذاری (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	مقدار حدی تنش (مطابق قانون کافین-مانسون) (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	تنش مجاز (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)
۱	ورق های فولادی اصلی	۲۵۰x۱۰ ^۸	۱۵۹۰	۱۶۵۰	۱۶۵۰
۲	ورق های فولادی برش خورده با زوایای تند	۱۲۰x۱۰ ^۸	۱۳۴۶	۱۱۰۰	۱۱۰۰
۳	تنش در جوش های با نفوذ کامل	۱۲۰x۱۰ ^۸	۱۳۴۶	۱۱۰۰	۱۱۰۰
۴	تنش در جوش های گوشه برای المان های اضافه شده جهت بهسازی با جوش به غیر از نفوذی ناقص و یا کامل	۱۱x۱۰ ^۸	۵۶۲	۳۱۰	۳۱۰

Rail Type	Load cycle (for Existing Runway)	Required PAD Width(mm)	Max Lateral load on Rail (ton)	Required Working Temperature(C)
A-100	2,000,000	190 to 195	Up to 60.0	-30<T<150

Unit	07	08	28
Required Length (m)	4300	1500	2000

Rail Type	Load cycle (for Existing Runway)	Max Lateral load on Rail (ton)	Required Working Temperature(C)
A-100	2,000,000	Up to 8.0	-30<T<150

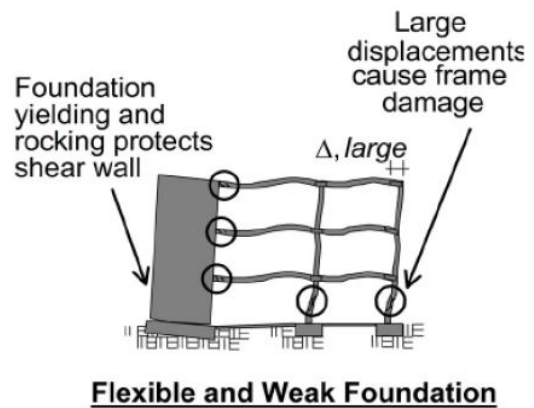
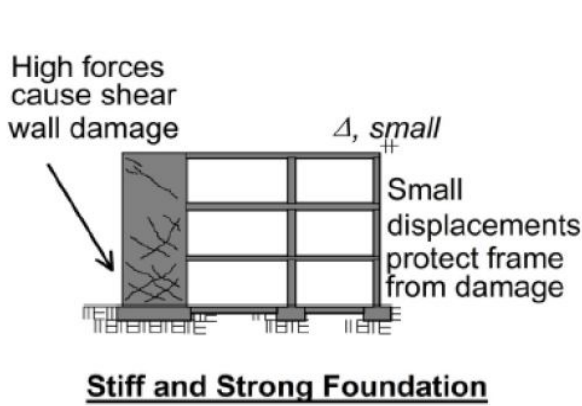
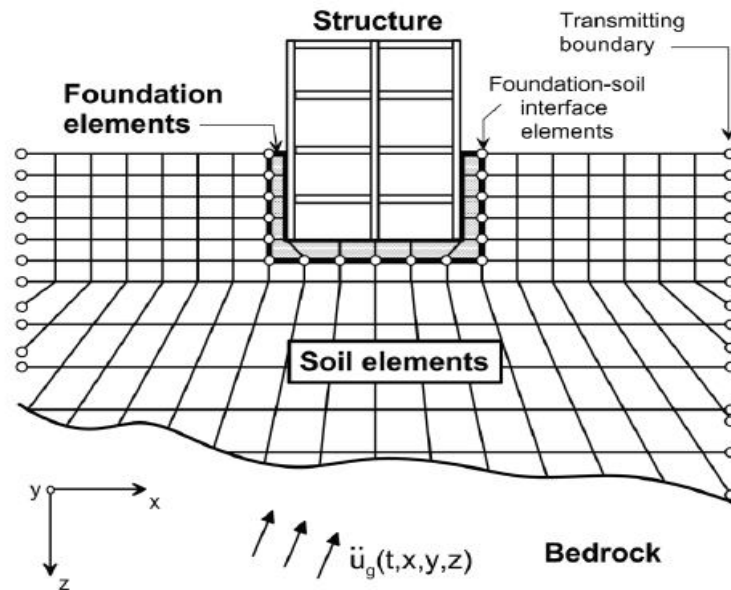
Unit	07	08	28
Pcs.	9600	3000	4000

واحد	07	08	28
واشر موردنیاز	550000	80000	21000
طول پد موردنیاز	4300	1500	2000
اتصال ریل به تیر حمال clamp	9600	3000	4000

تأثیر اندرکنش خاک و سازه در طراحی سازه فولادی رولرپرس

ایمان الیاسیان، دانشجوی دکترای عمران سازه-

در تحلیل های دینامیکی عموماً فرض بر این است که خاک زیر شالوده صلب بوده و از انعطاف پذیری خاک زیر شالوده صرف نظر می شود در این حالت پاسخ سازه متأثر از خواص دینامیکی خود سازه است و خواص خاک زیر شالوده تأثیری در پاسخ سازه ندارد. در حالی که اگر خاک زیر شالوده نیز در تحلیل ها در نظر گرفته شود سیستم جدیدی ناشی از اندرکنش خاک و سازه تشکیل خواهد شد که رفتار آن متفاوت از حالت قبل خواهد شد. در بیان دیگر هنگامیکه یک موج از یک منبع به داخل محیط خاک تابیده می شود بسته به نوع محیط تغییر ماهیت داده که دو نکته مهم در اصلاح این موج باید مد نظر قرار گیرد اول آنکه حرکت میدان آزاد در محل مورد نظر در غیاب سازه شدیداً تحت تأثیر قرار گرفته و تغییر می کند و دوم آنکه وجود سازه روی خاک باعث می شود که سیستم دینامیکی مورد نظر دیگر سیستمی با پایه صلب نباشد و سازه مورد نظر با خاک اطراف خود یک رفتار اندرکنشی نشان دهد که این باعث می گردد که حرکت اعمال شده به پایه این سازه تحت تأثیر قرار بگیرد. این حرکت ممکن است شامل مولفه هایی به جز مولفه های انتقالی باشد، اندرکنش خاک و سازه ممکن است به ایجاد حرکت های گهواره ای (Rocking) و پیچشی (Torsional) که به واسطه انعطاف پذیری محیط زیر پی بسیار محتمل است منجر شود. اندرکنش دینامیکی از دو مکانیزم اندرکنش بین سازه، پی و خاک به شرح زیر ناشی می شود.



الف - اندرکنش اینرسی

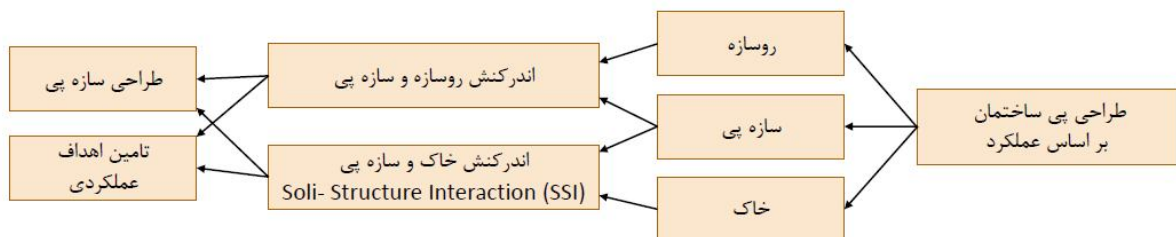
این نوع اندرکنش که از نیروهای اینرسی سازه ناشی می شود به این روال می باشد که پس از اینکه نیروی ناشی از زلزله به سازه اعمال شد ، نیروهای اینرسی سازه منجر به تولید لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در تراز پایه سازه می شوند که این خود سبب تغییر مکان پی سازه نسبت به سطح آزاد می گردد.

ب - اندرکنش سینماتیکی

تفاوت میان سختی پی و خاک زیر آن باعث می شود که پی نسبت به سطح آزاد تغییر مکان پیدا کرده و با حالتی که پی بر روی سنگ بستر است تفاوت داشته باشد.

مسبب این تغییر مکانها را می توان سه عامل ذیل دانست:

- قیود سینماتیکی مربوط به حرکت جسم صلب پی.
- مدفون بودن و اختلاف سطح آزاد با سطح پی.
- میزان تفرق امواج لرزه ای از اطراف پی.



تأثیر اندرکنش بین خاک و سازه بر روی پارامترهای سازه

اثر ملحوظ کردن اندرکنش در سازه ها بر روی بعضی از پارامتر ها را در زیر مورد بررسی قرار می دهیم.

الف- میرایی

میرایی در یک محیط انعطاف پذیر نسبت به یک محیط صلب از اهمیت بیشتری برخوردار است. میرایی در محیط انعطاف پذیر را می توان به دو قسمت میرایی تشعشعی و میرایی هیستریزس خاک تقسیم کرد.

میرایی تشعشعی

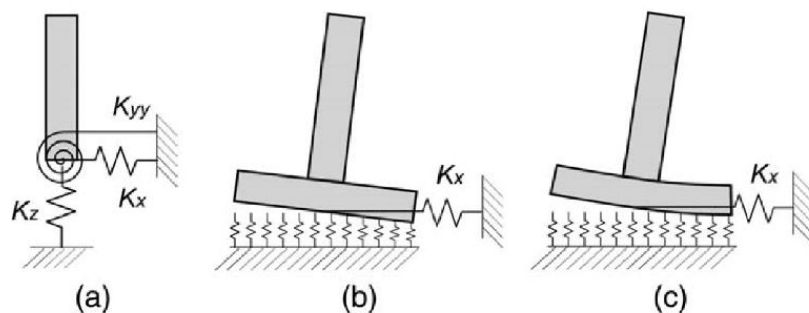
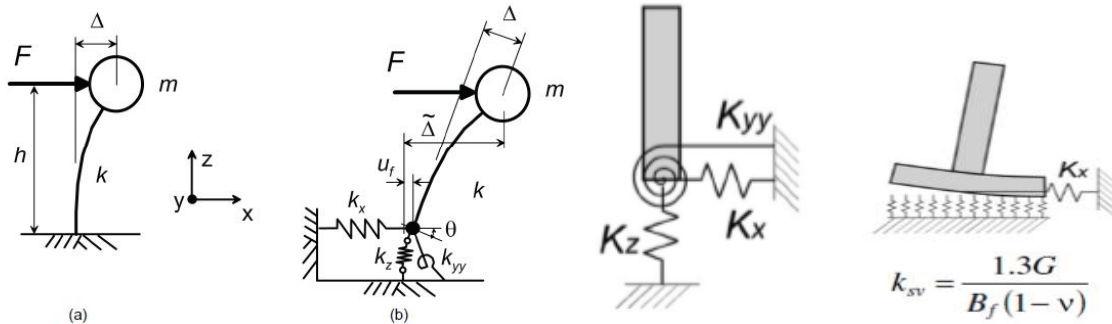
در هنگام زلزله امواج پس از انتشار و ارتعاش سازه ، از پی سازه به سمت محیط نیمه بی نهایت خاک حرکت کرده و انرژی به علت برخورد با این محیط بینهایت میرا می شود. این میرایی که تابعی از چگالی خاک ، مدول ارتجاعی زمین ، ضریب پواسون خاک ، جرم واحد سطح سازه و فرکانس زاویه ای طبیعی زمین می باشد برای مدهای بالاتر دچار کاهش می شود. شایان ذکر است میرایی تشعشعی با نرم تر شدن خاک و عمیق تر شدن محیط فراگیر افزایش می یابد.

میرایی هیستریزس خاک

این نوع میرایی در اثر تغییر شکلهای غیر ارتجاعی زمین در مجاورت پی صورت می گیرد و هر چه شدت زلزله بیشتر باشد بسته به نوع خاک این میرایی نیز افزایش می یابد. لحاظ کردن اندرکنش خاک و سازه ، معمولا موجب افزایش نسبت میرایی در سازه ها و افزایش نسبت میرایی در سازه موجب کاهش شتاب و تغییر مکان سازه می گردد.

ب- زمان تناوب

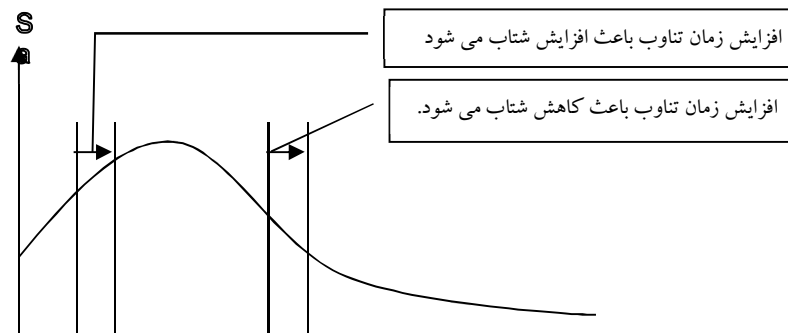
ایجاد حرکت گهواره ای در سازه که خود از اثرات اندرکنش خاک و سازه می باشد می تواند منجر به افزایش پیروی طبیعی سازه گردد که این افزایش زمان تناوب بر پا سخ سازه نیز تاثیر گذار خواهد بود. افزایش زمان تناوب ممکن است با توجه به شرایط خاک و زمان تناوب باعث افزایش یا کاهش شتاب وارد بر سازه شود.



METHOD 1:
UNCOUPLLED MOMENT,
SHEAR, AND AXIAL
SPRINGS

Method 2:
Nonlinear sub-grade
reaction springs

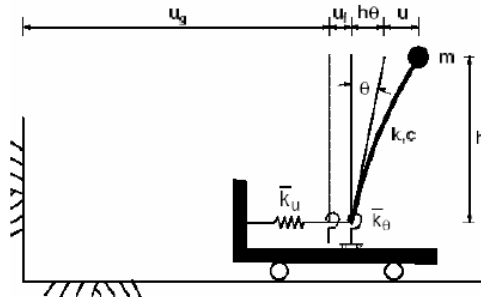
Method 3:
Where, the footing is
flexible compared to the
soil.



افزایش زمان تناوب باعث افزایش شتاب می شود

افزایش زمان تناوب باعث کاهش شتاب می شود.

تغییرات شتاب نسبت به زمان تناوب



تغییر مکان جانبی سازه بر اثر حرکات افقی و گهواره ای پی

روشهای تحلیل اندرکنش

حل تحلیلی مسئله اندرکنش خاک و سازه همیشه مد نظر محققان بوده است این مسئله به واسطه پارامترهای زیاد و مختلف خاک و سازه ی روی آن از پیچیدگی های خاصی برخوردار است ، اگر چه جنبه های مهم مسئله را می توان به طور مناسبی مدل سازی نمود و نتایج منطقی از آنها استخراج کرد ولی با توجه به نوع رفتار خاک که یک رفتار کاملاً غیرخطی می باشد حل تحلیلی دقیق مسئله اندرکنش خاک و سازه امکان پذیر نمی باشد. امروزه با مطالعات گسترده محققین در این امر و رشد روشهای حل غیرخطی مسئله اندرکنش خاک و سازه که به واسطه پیشرفت نرم افزارها امکان پذیر شده است ، شاهد رشد چشمگیری در زمینه حل دقیق تر این مسئله بوده ایم. عکس العمل دینامیکی مجموعه خاک و سازه ، وقتی که تحت تاثیر بارگذاری دینامیکی قرار گیرد تابعی از مدل دینامیکی سیستم ، مشخصات دینامیکی ، نیروها و تحریکات القا شده به سیستم می باشد. مدل دینامیکی سیستم که بیانگر مدل دینامیکی سازه و محیط پی پیرامونش می باشد خود شامل موارد زیر است.

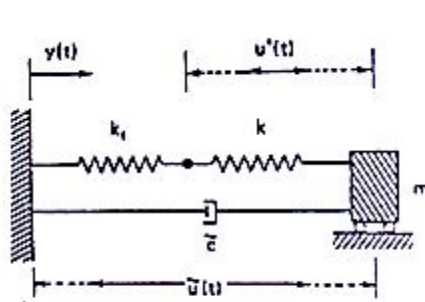
- مدل سازه.

- تعیین امپدانسهای مدهای ارتعاشی (تعیین مشخصات دینامیکی نیرو- تغییر مکان سازه و محیط پی).

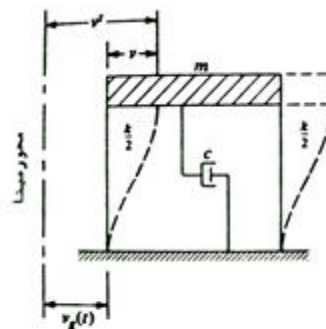
- تعیین عکس العمل دینامیکی سیستم خاک - سازه که تحت اثر بارهای دینامیکی وارده قرار گرفته است و همچنین حل معادله حرکت سیستم کامل با یک روش حل مناسب مثل روشهای حل در قلمرو زمان ویا حل در قلمرو زمان تناوب.

سیستم جرم - فنر - میراگر

برای مدل سازی یک سیستم ساده ی سازه ای یک طبقه مطابق شکل با سه پارامتر مهم با عناوین جرم سازه ، میرایی سازه و سختی سازه رو به رو می شویم .



الراندرکنش در مدل سازی نویسانگر ساده



مشخصه های اصلی یک سیستم ساده سازه ای

حال اگر اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز برای همین سیستم ساده و واقع بر سطح یک محیط نیمه بی نهایت با مصالح همگن و الاستیک مد نظر قرار گیرد ، دو پارامتر مقاومت سازه در برابر حرکات انتقالی و دورانی پی و میرایی (میرایی تشعشعی و میرایی مصالح خاک) بر پارامترهای مدل سازی اضافه می شود. این سیستم اندرکنش گر را می توان به صورت زیر نشان داد.

سختی کل سیستم با دو فنر مدلسازی شده است که فنر متصل به جرم ، مقاومت الاستیک سازه و سختی آن (k) مساوی سختی سازه با پایه گیردار می باشد . فنر دوم که متصل به پایه می باشد و به صورت سری با فنر اول متصل است معرف مقاومت سازه در برابر حرکات انتقالی و دورانی پی می باشد. میرایی نیز با یک میراگر در شکل مدلسازی شده است که معرف میرایی کل سیستم شامل میرایی سازه ای ، میرایی تشعشعی و میرایی مصالح خاک می باشد. جرم m موجود در شکل مربوط به جرم رو سازه است و حرکت میدان آزاد زمین به پایه اعمال شده است. راه حل های مختلف و روابط گوناگونی جهت بدست آوردن ثابت فنرها و میراگرها ارائه شده است

الف) روش تجویزی (Prescriptive expected capacities) ب) روش ویژه ساختگاه (Site specific)

روش مستقیم - روش زیر سازه - روش حل مختلط

روش های نوین استفاده از آنالیز و تحلیل اندرکنش خاک و سازه را به طور کلی می توان به سه قسمت اصلی زیر تقسیم نمود.

۱- روشهای میدانی (domain type method)

از روشهای میدانی روش المانهای محدود (FEM) یا روش المانهای تفاضلی (FDM) را می توان نام برد.

۲- روشهای مرزی (Boundary type method)

از روشهای مرزی می توان روش اجزا مرزی (BEM) و یا روش توابع انتگرال مرزی (BIEM) را نام برد.

۳- روشهای حل مختلط (Coupled type method)

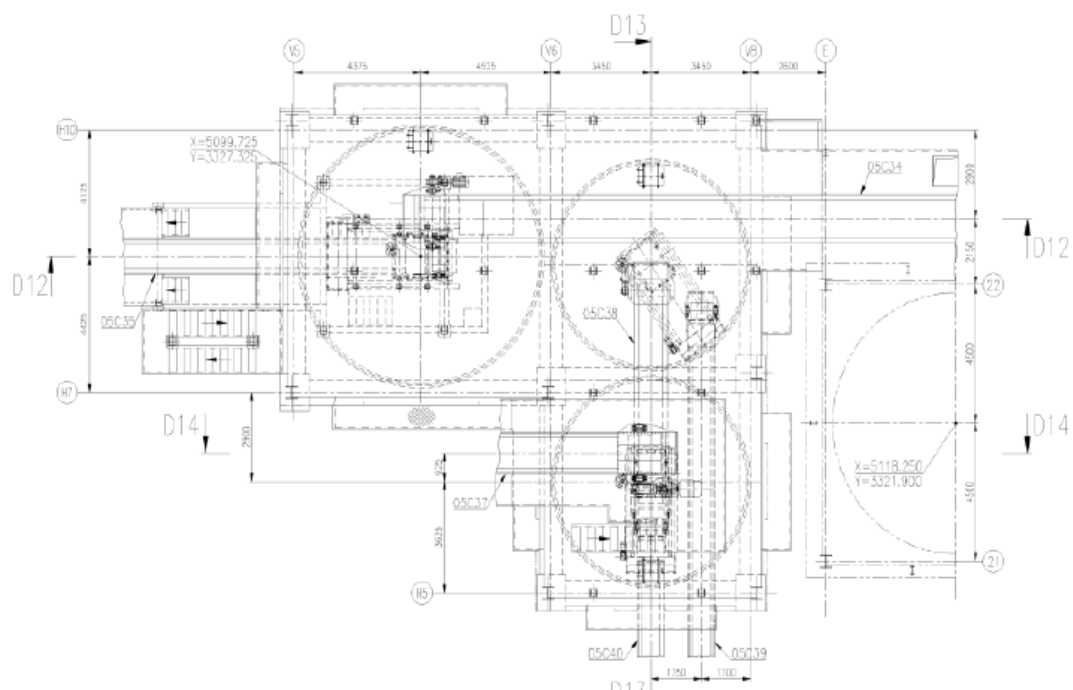
در روش حل مختلط دو و یا چند پارامتر موثر روشهای حل جهت ایجاد راه حل مناسب تر با هم ترکیب می شوند

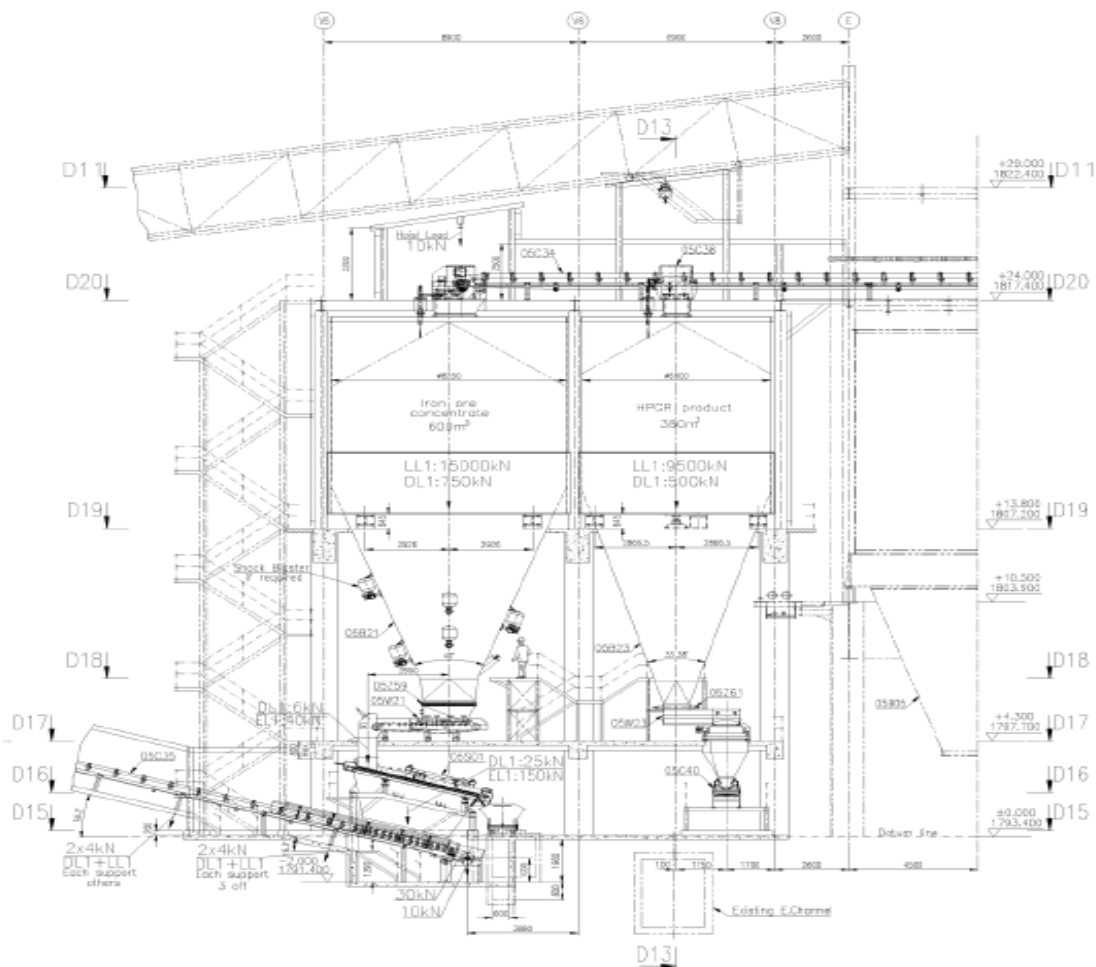
روش المان محدود قلمرو نزدیک (Interior Domain)

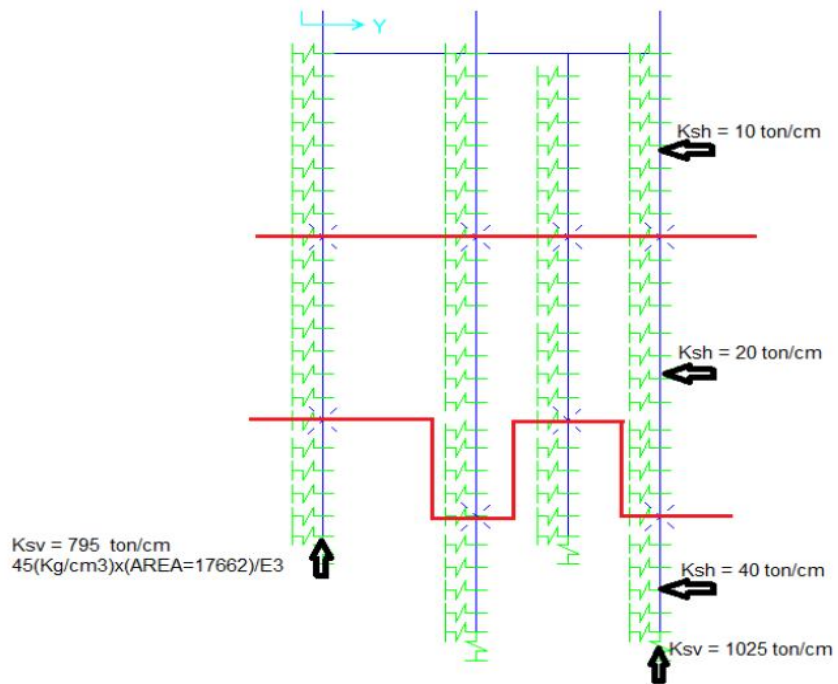
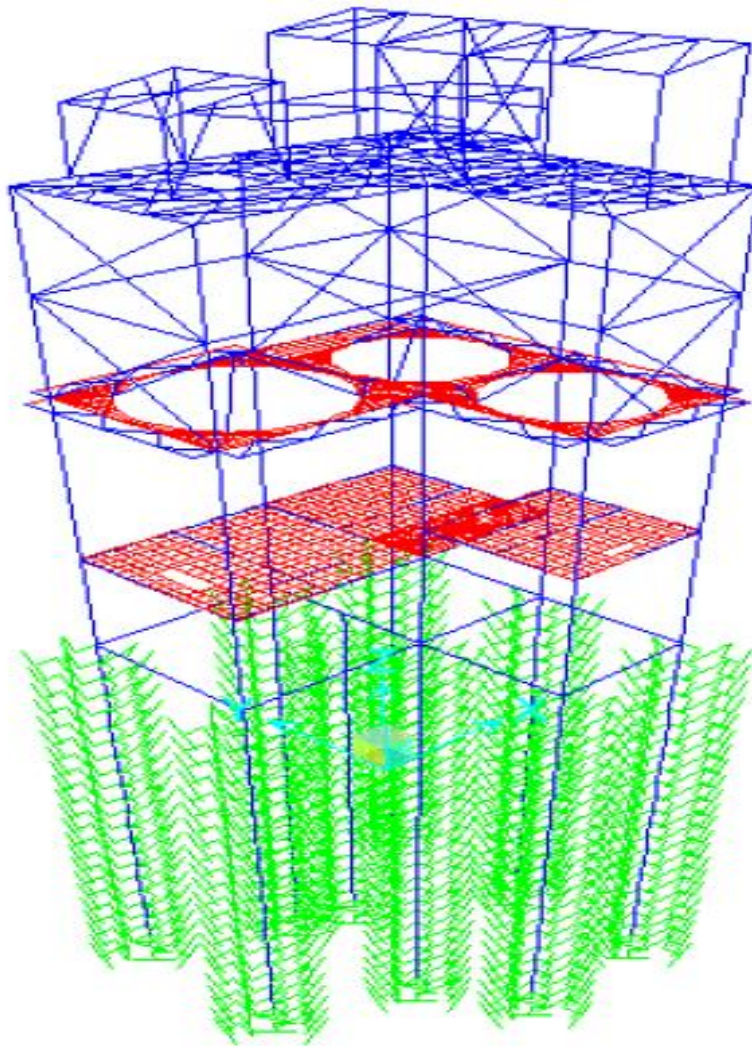
قلمرو نزدیک که به آن قلمرو داخلی نیز می گویند جسم سازه ، پی و قسمت محدودی از خاک اطراف و زیر پی را شامل می شود. این قلمرو با المانهای محدود معمولی مدلسازی می گردد.

روش المان محدود قلمرو دور (Exterior Domain)

قلمرو دور که به آن قلمرو خارجی نیز می گویند قسمت باقیمانده از بستر تا بی نهایت را شامل می شود. این قلمرو با المانهای نامحدود مدل سازی می گردد.

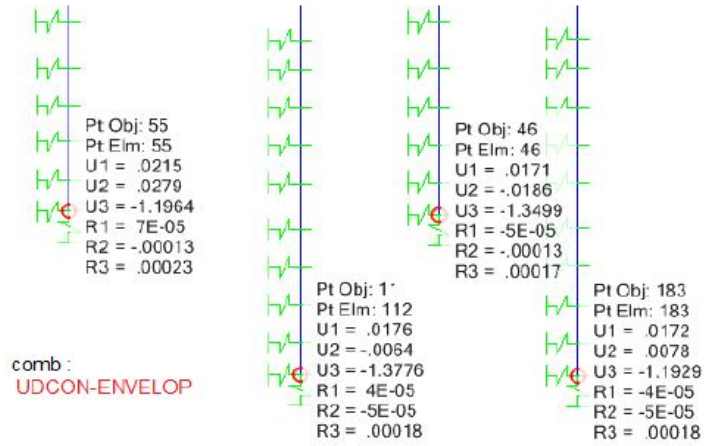




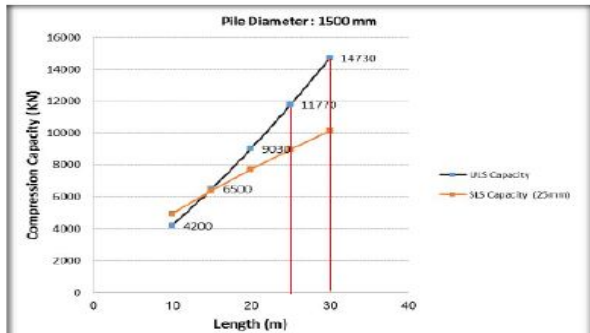
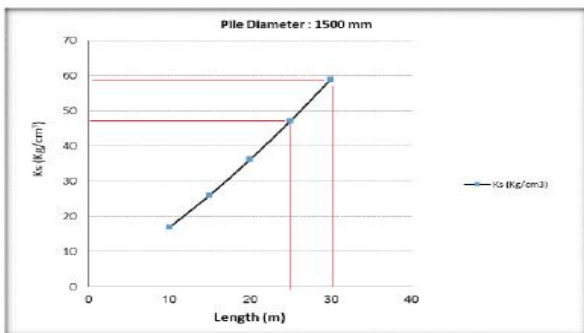
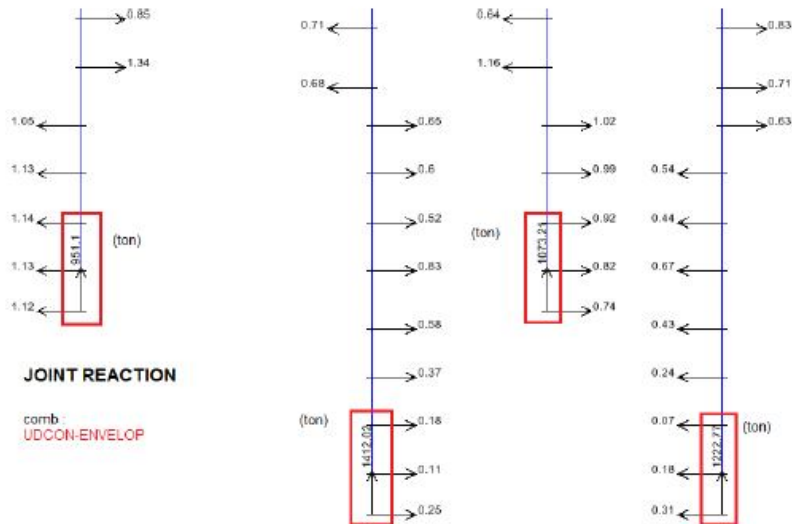


Analyze & Design result:

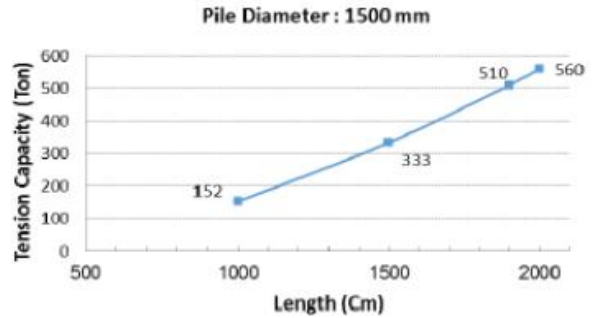
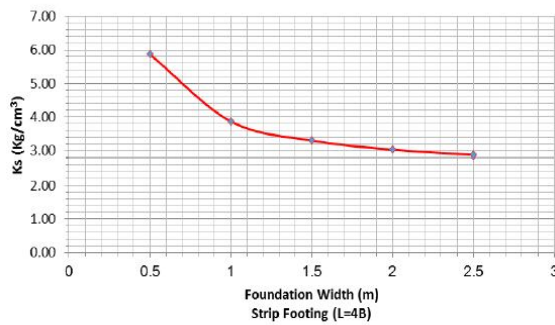
Deformed shape:



Joint Reaction:



Subgrade Reaction Modulus



محاسبه ظرفیت باربری شمع تحت بار قائم

$$Q_{all} = \frac{Q_{Pu} + Q_{Su}}{F_s}$$

Q_{all} = ظرفیت باربری مجاز شمع
 Q_{Pu} = ظرفیت باربری نهایی نوک شمع
 Q_{Su} = ظرفیت باربری نهایی اصطکاکی جدار شمع
 F_s = ضریب اطمینان
 N_c^*, N_q^* = ضرایب ظرفیت باربری.
 C = چسبندگی خاکی که نوک شمع بر آن اتکا دارد.
 A_p = سطح مقطع نوک شمع
 q' = تنش موثر قائم خاک در تراز نوک شمع
 همچنین رابطه زیر همواره باید برقرار باشد:

جهت برآورد ظرفیت باربری ناشی از باربری نوک داریم:

$$Q_{Pu} = A_p (C \cdot N_c^* + q' (N_q^* - 1))$$

$$Q_{Pu} < 50 N_q^* \times \tan \phi \times A_p$$

$$Q_{Pu} < 50 N_c^* \times \tan \phi \times A_p$$

جهت برآورد ظرفیت باربری ناشی از اصطکاک جانبی داریم:

$$Q_{Su} = \sum_{L=0}^{L=L1} P \cdot \Delta L \cdot f$$

P = محیط مقطع شمع
 ΔL = المانی از طول شمع که در آن p, f ثابت فرض شده اند.
 f = مقاومت اصطکاکی واحد سطح در عمق

برای خاک های دانه ای داریم: $f = K \cdot \sigma' \cdot \text{tg} \delta$

برای خاک های ریزدانه خشک $f = (1 - \sin \phi_R) \cdot \sqrt{OCR} \cdot q' \cdot \text{tg} \phi_R$

برای خاک های ریزدانه اشباع $f = \alpha \cdot c_u$

برای خاک های ریزدانه اشباع

که در آن $k = 1 - \sin \phi$

$\delta = \frac{2}{3} \phi$ و δ برابر زاویه اصطکاک بین شمع و خاک است

ϕ_R = زاویه اصطکاک رس بهم ریخته از آزمایش CU

OCR = نسبت پیش تحکیمی

α = ضریب همچسبی که در کارهای مهندسی مقدار ۰.۵ است.

c_u = مقدار چسبندگی بدست آمده از آزمایش سه محوری UU

$$S_{eT} = S_1 + S_2 + S_3 \quad \text{نشست الاستیک یک شمع تحت بار قائم}$$

S_1 = نشست به علت تغییر شکل الاستیک تنه شمع

S_2 = نشست الاستیک در نوک شمع

S_3 = نشست الاستیک در خاک اطراف تنه شمع

$$S_1 = \frac{(Q_{pall} + \xi Q_{sall})L}{A_p E_p}, \quad Q_{pall} = \frac{Q_{pu}}{F_s}, \quad Q_{sall} = \frac{Q_{su}}{F_s}$$

$$S_2 = \frac{Q_{pall} \cdot D}{A \cdot E_s} (1 - \mu_s^2) I_{WP}$$

وزن سازه که برابر است با:

نام	وزن (تن)
وزن مواد	۲۳۰۰
وزن دستگاه رولر پرس	۶۰
ضریب ارتعاش رولر پرس	۲ (طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)
وزن کل	$= 2300 + 60 \times 2 = 2420$

در جهت اطمینان وزن سازه در انجام محاسبات برابر با ۲۵۰۰ تن در نظر گرفته شده است.

نیروی زلزله $= C$

ارتفاع اثر نیروی زلزله از تراز پایه $= H$

با توجه به موقعیت ساختمان سازه که در پهنه با خطر نسبی زیاد قرار دارد، شتاب مبنای طرح برابر ۰٫۳ خواهد بود.

طبق استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار سازه های غیر ساختمانی برابر با ۴ در نظر گرفته می شود. با فرض اینکه خاک تیپ ۲ باشد، نیروی

زلزله برابر خواهد بود با:

$$C = \frac{A \cdot B \cdot I}{R} \rightarrow \frac{0.3 \times 2.07 \times 1}{4} \Rightarrow C = 0.1555$$

$$M = 0.1555 \times 2500 \times 20 \rightarrow M = 7775 t.m$$

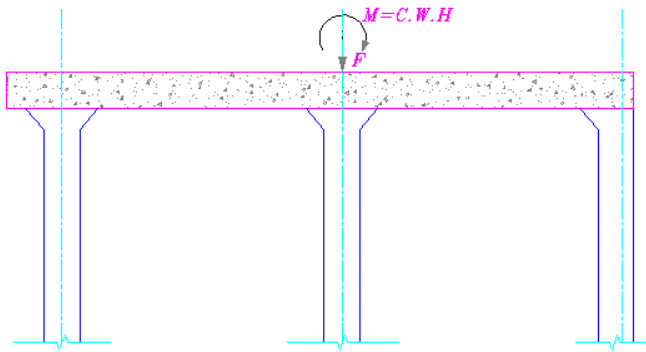
بنابراین نیرو و لنگر وارد بر پای سازه برابر است با:

بنابراین نیرو محوری در بحرانی ترین شمع مطابق شکل ۱ از روابط زیر بدست می آید.

$$P_p = \frac{p_u}{n} + \frac{M_y \cdot X}{\sum x^2}$$

$$\sum x^2 = 3 * (7.95)^2 + 3 * 0^2 + 3 * (-5.46)^2 \Rightarrow \sum x^2 = 279.04 m^2$$

$$P_p = \frac{2500}{9} + \frac{7775 * 7.78}{279.04} \Rightarrow P_p = 499.3 ton$$



نیروی وارد به کلاهک و گروه شمع

محاسبه ظرفیت باربری شمع به لحاظ سازه ای

شمع ها از نوع بتنی در جا اجرا می شوند. جهت مقطع شمع از بتن با مقاومت فشاری برابر ۳۵۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع و آرماتور با مقاومت جاری شدن ۴۰۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع استفاده شده است. ظرفیت سازه ای شمع با استفاده از رابطه بولز برابر است با:

$$P_U = 0.33 \times f_c \times A_g + 0.85 \times F_y \times A_s$$

با فرض اینکه قطر شمع برابر با ۱,۱ متر و استفاده از ۲۶ عدد آرماتور ۲۲ ظرفیت باربری سازه ای شمع برابر خواهد بود با:

$$P_u = 1422.26 \text{ ton}$$

محاسبه ظرفیت باربری شمع به لحاظ ژئوتکنیکی

ظرفیت باربری شمع به لحاظ ژئوتکنیکی شامل ظرفیت باربری اتکایی شمع به علاوه ظرفیت باربری جداره شمع می باشد. با توجه به عدم وجود اطلاعات کافی از مشخصات خاک ساختگاه، ظرفیت باربری به لحاظ ژئوتکنیکی با انجام فرضیاتی صورت پذیرفته است. لذا تعیین مشخصات دقیق خاک ساختگاه از طریق انجام مطالعات مکانیک خاک و انجام مجدد محاسبات با توجه به پارامترهای حاصله ضروری می باشد.

در انجام محاسبات فرض شده است که خاک کاملاً همگن و ماسه ای می باشد. زاویه اصطکاک خاک برابر ۳۶ درجه و وزن مخصوص خاک ۲۱۰۰ کیلوگرم بر متر مربع منظور شده اند. با استفاده از دو روش مایرهورف، کوپل و کاستلو متوسط مقاومت اتکایی برای شمع به قطر ۱,۱ متر برابر خواهد بود با:

لازم به ذکر است که ضریب اطمینان طراحی ۲,۵ در نظر گرفته شده است.

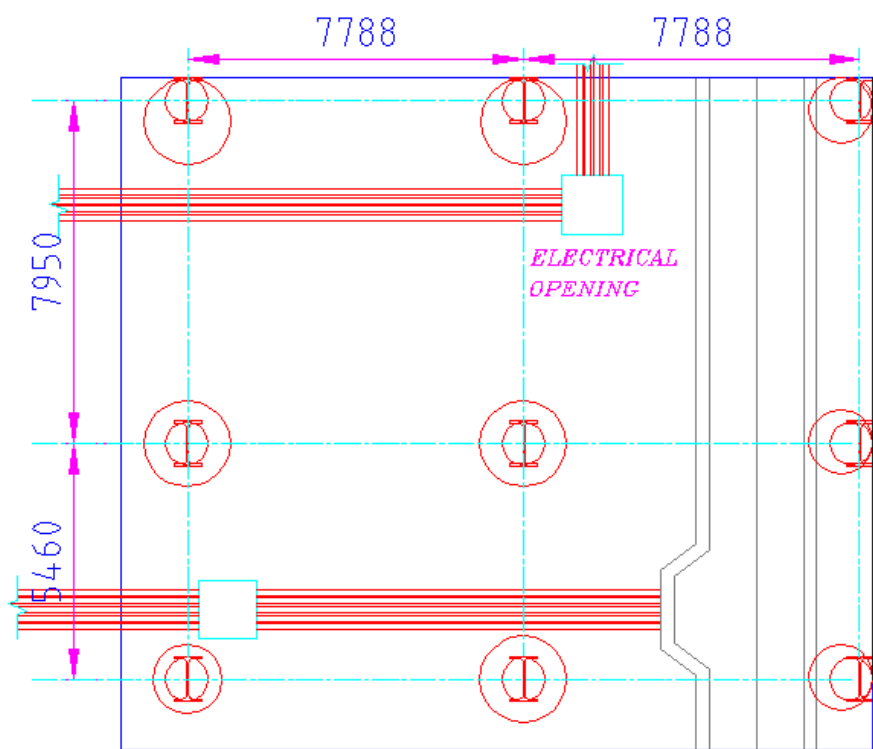
با توجه به نتایج محاسبات فوق، ظرفیت باربری ژئوتکنیکی شمع تعیین کننده می باشد.

لذا شمع به قطر ۱,۱ متر و ارتفاع ۱۵ متر با فرضیات صورت گرفته جوابگوی بار وارده بوده:

$$P_p \leq Q_u$$

قابل ذکر است که با افزایش تعداد شمع و در دست داشتن آزمایشات خاک مربوط به لایه های خاک محل پروژه می توان قطر و طول بهینه شمع ها را محاسبه نمود.

قطر شمع	a= 110	cm
ضریب اطمینان طراحی شمع	F.S= 2.5	
وزن مخصوص خاک	$\gamma = 2100$	Kg/m ²
زاویه اصطکاک خاک	$\phi = 36$	
آرماتور مصرفی	use $\phi 22$ n=26	
مقدار آرماتور مصرفی در شمع	As= 98.83	cm ²
سطح مقطع بتن شمع	Ag= 9503.32	cm ²
برگرفته از جدول مایر هوف	Nq= 130	
طول شمع	L= 15.00	m
زاویه اصطکاک بین خاک و بتن	$\delta = 11.88$	
نسبت طول به قطر شمع	L/D= 13.64	
برگرفته از جدول کوپل و کاستلو	Nq= 60	
ظرفیت باربری اصطکاکي شمع	Qs= 185.01	Ton
ظرفیت باربری اتکایی شمع از روش مایر هوف	Qp= 448.80	Ton
ظرفیت باربری اتکایی شمع از روش کوپل و کاستلو	Qp= 1796.13	Ton
ظرفیت باربری نهایی ژنوتکنیکی شمع	Qu=[(Qs+Qp)/F.S]	522.99 Ton



PILE PLAN

موقعیت قرارگیری شمع ها

حفر ترانشه اکتشافی
انجام آزمایش بارگذاری صحرائی

انجام آزمایش برش مستقیم برجا
 انجام آزمون ژئو الکتریک در دو محل برای تعیین خواص مقاومت الکتریکی خاک

حدود استحکام اجزای ریز خاک

مقادیر (درصد)			حدود استحکام
میانگین	حداکثر	حداقل	
۲۵	۲۹	۲۱	حد خمیری (LP)
۳۵	۳۸	۳۲	حد روانی (LL)
۱۲	۱۷	۷	شاخص خمیری (PI)

ضریب عکس العمل بستر خاک (K_s)

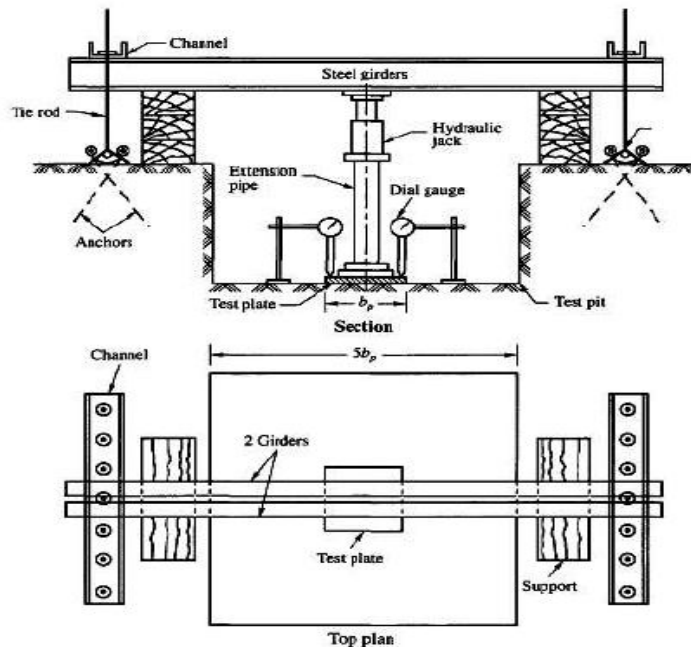
(با احتساب نشست مجاز 2.5cm برای پی گسترده) $K_s(kg/cm^2) = 1.2q_{ult}(kg/cm^2)$

(پی های گسترده) ($S_e=5cm$)

رابطه $K_s = \frac{q_{ult}}{S_e}$

(پی های نواری)

$K_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}$



آزمایش بارگذاری صفحه‌ای

$$E_s = \frac{\pi \Delta P B (1 - \nu^2)}{4 \Delta S}$$

$$K_s = \frac{\Delta P}{\Delta S}$$

ν ضریب پواسون،

B عرض (قطر صفحه)،

ΔP تغییرات فشار

ΔS میزان نشست صفحه و

ΔS تغییرات نشست

ΔP میزان فشار اعمال شده

$$K_s = K_{s30} \left[\frac{B + 0.3}{B} \right]^2$$

برای پی بر روی خاک‌های ماسه‌ای

$$K_s = K_{s30} \left[\frac{0.3}{B} \right]$$

برای پی بر روی خاک‌های رسی

$$k_{z(\text{footing})} = k_{z(\text{plate})} \left[\frac{B_{(\text{footing})} + 3}{2B_{(\text{footing})}} \right]^2$$

تعیین k_s برای پی منفرد

$$k_{sb(\text{footing})} = \left(k_{z(\text{plate})} \left[\frac{B_{(\text{footing})} + 0.3}{2B_{(\text{footing})}} \right]^2 \right) \times \left(\frac{1 + (B/L)}{1.5} \right)$$

تعیین k_s برای پی نواری

روابط فازی خاک‌ها

مقدار			واحد	روابط نمودی
میانگین	حداکثر	حداقل		
۵	۷	۳	درصد	آب محتوا (w)
۲/۲۳	۲/۲۹	۱/۱۹۹	گرم در سانتیمتر مکعب	وزن واحد حجم کل (δt)
۲/۶۱	۲/۷۶	۲/۶۳	-	وزن مخصوص اجزای جامد (Gs)
۲/۰۵	۲/۱۶	۱/۹۳	گرم در سانتیمتر مکعب	واحد حجم خشک (δd)
۰/۳۰	۰/۳۷	۰/۲۳	-	نسبت پوکی (θ)

زاویه اصطکاک داخلی ۳۴ درجه

0.25 مقاومت چسبندگی کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

نتایج آزمایش نفوذ استاندارد (SPT)

BH. NO.	Depth (m)	DCPT	BH. NO.	Depth (m)	DCPT	BH. NO.	Depth (m)	DCPT	BH. NO.	Depth (m)	DCPT
BH1	3	15/49,10/50	BH2	3	15/38,13/50	BH3	3	>50	BH4	3	15/50,6/50
	6	>50		6	>50		6	>50		6	>50
	9	>50		9	>50		9	>50		9	>50
	12	>50		12	>50		12	>50		12	>50
	15	>50		15	>50		15	>50		15	>50
	18	>50		18	>50		18	>50		18	>50
	21	>50		21	>50		21	>50		21	>50
	24	>50		24	>50		24	>50		24	>50
	27	>50		27	>50		27	>50		27	>50
	30	>50		30	>50		30	>50		30	>50

مشخصات ژئوتکنیکی در نظر گرفته شده در پروژه حاضر

مقدار	پارامترهای مهندسی
30-33	زاویه اصطکاک داخلی ϕ°
0.04-0.1	مقدار چسبندگی $C(Kg/cm^2)$
1.95-2.1	وزن مخصوص $\gamma(g/cm^3)$
300-450	محدوده مدول الاستیسیته $E_s(Kg/cm^2)$
0.25	ضریب پواسون μ
1	عمق گیرداری بی نواری $D_f(m)$
1	عمق گیرداری بی گسترده $D_f(m)$
3	ضریب اطمینان $F.S.$

ظرفیت باربری نهایی $q_{ult} = C.N_c.F_{cs}.F_{cd}.F_{ci} + q.N_q.F_{qs}.F_{qd}.F_{qi} + 0.5.\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}$

C = مقدار چسبندگی خاک = $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = ضرایب تاثیر شکل پی

q = تنش موثر در تراز سطح زیرین شالوده = $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = ضرایب تاثیر عمق پی

γ = وزن مخصوص خاک = $F_{ci}, F_{\gamma s}, F_{\gamma d}$ = ضرایب تاثیر شیب بار

B و L = طول و عرض شالوده = N_c, N_q, N_γ = ضرایب ظرفیت باربری

q_{ash} : مقاومت نهایی گسیختگی q_{ash} : مقاومت مجاز گسیختگی $q_{ash} = \frac{q_{ush}}{3}$

ظرفیت باربری پی‌های نواری و گسترده با توجه به مشخصات ژئوتکنیکی منطقه طرح

نوع پی	B (m)	L (m)	S.F=3			
			q_{ash} Kg/cm ²	q_s Kg/cm ²	q_{all} Kg/cm ²	ks Kg/cm ³
نواری	1.5	15	3.01	2.57	2.57	2.22
	2	20	3.14	1.96	1.96	1.66
	2.5	25	3.31	1.6	1.6	1.33
گسترده	10	10	5.3	2	2	0.8
	15	15	7.3	1.4	1.4	0.56
	20	20	8.9	1.1	1.1	0.44

شدت بار در تراز روی لایه q_s : نشست آبی لایه درشت دانه:

$$S_c = \frac{Bq_0}{E_s} (1 - \mu^2) \alpha_{av}$$

B: عرض پی

E_s : ضریب ارتجاعی خاک

μ : ضریب پواسون خاک

حدود پارامترهای اخذ شده در آزمایش حدود اتبرگ در تمامی گمانه ها

$40 \leq \%LL \leq 58$
$18 \leq \%PI \leq 31$

حدود درصد رطوبت در کلیه گمانه ها

$3 \leq \%W \leq 5$

حدود زاویه اصطکاک داخلی و چسبندگی در کلیه گمانه ها

$30 \leq \Phi \leq 33$
$4 \leq C \text{ (kPa)} \leq 10$

ϕ^*	30
K_n	0.5
K_a	0.33
K_p	3.0

Effects of Using Low Yield Point (LYP) Steel Instead of Normal Steel in Steel Shear Walls

Iman Elyasian Master of Structural engineering

Abstract:

All of the investigations on the steel shear wall confirm its positive effect against lateral load such as wind and earthquake. This lateral load bearing system has many privileges like ductility, high energy damping capacity and decreasing the building dead load which results in decreasing the earthquake loads.

The plate of the steel shear wall made of LYP steel enters the plastic stage rapidly in spite of its surrounding frame, and therefore, absorbs the earthquake energy significantly. For having equal lateral load bearing capacities, the plate thickness of the shear walls made of LYP steel must be increased by the ratio of normal steel yield stress to LYP steel yield stress. Such increment causes the plate buckling occurs in higher compressive stress.

In this paper, ANSYS software has been used for finite element method. In finite element analysis the effect of LYP steel and the thickness of plate in hysteretic behaviour of the steel shear wall have been investigated.

At the end, increasing the stiffness and energy dissipation of the steel shear walls made of LYP steel has been indicated. It is evident that the costs and seismic behaviour the steel shear walls made of LYP steel can be improved by selecting suitable thickness and aspect ratio for the plate.[20]

Keywords: low yield point steel, steel shear wall, post buckling strength, hysteretic behaviour, ductility.

1 Introduction

From the time mankind used steel in building structures, he tried to increase its strength so as to produce economic and light structures by using more elegant member sections. He was unaware that an increase of steel strength not only is always useful for all members of a steel structure, but in some members under certain conditions it is needed to reduce the strength as much as possible to let the structure behave in a better way. This issue in relation with steel structures withstanding lateral loads specially earthquake induced loads is very perceptible

In fact the secret in using very low strength steel which is so called easy-going steel(EGS) in this book and the expectation of suitable behavior from in comparison to mild steel and high grade steel is summarized in the following two points.

- Modulus of elasticity is equal in all three steels
- High ductility of easy-going steel in comparison to mild steel and high grade steel

As briefly mentioned, easy going steel, is defined as a steel with very low percentage of carbon and other alloys and with very high ductility

The usage of easy-going steel(EGS)in lateral load bearing parts of concentrically braced frames (CBF) and eccentrically braced frames (EBF) and also in steel plate of steel shear walls (SSW), with the assumption of load bearing capacity being preserved, would lead to higher brace section area and steel plate thickness and buckling occurs in higher compressive stresses. this fact means perceptible improvement in the hysteresis loops in the mentioned load resisting systems under lateral cyclic loads,in which the under covering area presents the energy absorption rate.thus,most of the steel capacity is mobilized under cyclic loads which shows an economic and effective use of consumed steel in load resisting systems. This increase has a considerable reduction on the shear displacement of the storey's and result in increase in the shear stiffness of them

The significant reduction in the shear displacement of the storey's not even causes the main vertical load-bearing members of the structure-like the columns-to be safe from serious damage due to the smaller lateral displacements and noticeable moment reduction in them but would broadly reduce the undesirable effects of the "P-Delta" phenomenon, this fact would be sensible and serious when the structure enters the non-linear zone to absorb energy. In lateral load bearing component such as bracing systems and steel shear wall plates in which easy-going steel has been used, becomes non-linear in very small lateral displacements and absorbs most of the energy. In this way, the main vertical load-bearing members like the columns-commonly remain linear and unaffected from any damage caused by nonlinearity. It is expected that by using easy-going steel in braces and connecting them to

the structure by means of high strength bolts and plates, when intensive earthquake occurs and serious damage is made to the braces and damaged braces could be separated from the structure and new braces replaced by the unfastening the bolts easily

Displacement decrease and shear stiffness increase of load bearing systems happen in easy-going steel systems. There are several conditions in which controlling lateral displacement plays a key role some of these cases are 1– P-Delta effects 2-Damage to non-structural components 3-protection of equipment and sensitive facilities in special structures 4-safety

By applying easy-going steel in load resisting systems, it is expected that in big lateral cyclic loads such as intensive earthquakes, the members whom have been assigned to absorb the energy and are made of easy-going steel would suffer from serious damage. This fact has probably more sense in bracing systems compared to steel shear walls. So, the connection of these members with other parts of the structure must be foreseen in a way that they could be easily substituted

By using connection plates made of high-grade steel which are designed to remain in the elastic zone with a high safety factor when the bracing made of easy-going steel yield, the is protected from damage due to plastic deformations. In this manner, by using high strength bolts, this option is provided that in case of damage to braces under big cyclic loads and could be replaced with new members

Among the previous works, it can be pointed at a model proposed by Mimura and Akiyama [1] for description of hysteretic behaviour of a steel shear wall panel and its lateral displacement under earthquake load considering diagonal tension field. Also, a comprehensive analytical investigation on un-stiffened steel shear walls has been done at Alberta University by Thorburn et al, [2] concerning buckling and post-buckling behaviour of the infill plates. Thorburn modeled a four-story steel shear wall and used strip method instead of infill plate model for simplification, more quick analysis, and better defining an equation for the factor of α which is the inclination angle of the average principle tensile stresses in the infill plate with respect to the boundary column.

Timler and Kulak [3] tested two single-storey, one-bay shear wall in actual dimensions. They modeled the steel shear wall specimens using strip method and the test results confirmed Thorburn's analytical method. On the other hand, the factor of α was modified by considering the influence of the column bending stiffness on the plate performance.

Tromposch and kulak [4] investigated one-storey, two-panel steel shear wall under combined lateral and vertical loads similar to Timler and Kulak's test except the connections were bolted and the panel was thinner.

Sabouri and Roberts [5] extended past investigations to 16 steel shear wall specimens concerning hysteretic behaviour of un-stiffened steel plate shear wall, the effect of static loads on the panels, nonlinear dynamics analysis, thin steel shear wall and dynamic analysis base upon shearing and flexural deformations.

Elgaaly et al. [6] conducted analyses on three-storey and one-bay specimens in the scale of three-fourth of the original dimensions. At the same time, he and Caccese studied post-buckling behaviour of the steel shear wall under cyclic load.

Nakashima et al [7] implemented some tests for the cyclic loading effect on the behaviour of steel shear wall made of Low Yield Point (LYP) steel using the stress-strain diagram resulted from Nippon's Steel investigations. A one-story panel was tested with and without stiffener having bolt connections, 1.2m×1.2m dimensions and 6mm thickness.

Elgaaly and Liu [8] did their analytical investigations on the basis of Caccese(1993) observations and found tension strains in the infill plate which were not uniform throughout, but were higher near the boundary members. Elgaaly and Liu did the tests for 6 three-storey of one-quarter scale specimens under cyclic horizontal load.

Lubell [9] implemented several tests on un-stiffened steel shear wall of one-storey and four-storey models under cyclic loads that used nonlinear analytical approach in his studies and modified the factor of α .

Driver et al. [10, 11] did his tests for achieving the hysteretic curves of one-bay, four-storey specimen in a bending frame with bolted connections under vertical load applying on columns, and cyclic load based upon advices of Applied Technology Council (ATC-24). Diver investigated on the hysteretic curves of two models using finite element and strip methods.

Timler et al. (1998) conducted his analytical studies on designing and decreasing steel shear wall costs in tall buildings and presented some advices for the seismic force reduction factor, R , as well.

Rezai [13, 14] tested four-storey specimens of steel shear wall in one-quarter scale that was similar to Lubell's (1997) model and evaluated dynamic behaviour of this system for the first time. He modified the strip model and showed that the strip angle is not uniform on the overall boundary members.

Astaneh-Asl [15] examined a whole analytical and experimental model for the steel shear wall with and without stiffener. Using un-stiffened steel shear wall has been suggested for better energy absorption.

Kulak et al. (2001) reviewed previous investigations and examined designing of an eight-storey structure in Vancouver, Canada in which the steel shear wall was used. Alinia and Dastfan [16, 17, 18] investigated the effect of torsional stiffening of the members substituting the boundary beams and columns by strip plates under monotonic and cyclic loadings.

Sheng – Jin Chen et al. [19] examined steel shear walls made of LYP steel in both theoretical and experimental forms.

In addition to the aforementioned experimental and analytical investigations, since 1983 many tall buildings have been constructed particularly in USA and Japan, namely the 20 story building of Nippon Steel, 53 story in Tokyo, 211 meter Shinjuku Nomara, the 30 story Hayatt Regency hotel, 6 story Olive View hospital, 52 story building in San Francisco, and 31 story building in Japan in which LYP steel shear walls have been used.

The aim of the present work is to examine the effect of Low Yield Point (LYP) steel comparing with normal steel in ductility, stiffening and energy dissipation of un-stiffened steel shear walls. For this aim, the finite element method has been used in order to have a better comparison for a one-bay one-story frame.

2 Method of study

2.1 Modeling and Material Properties

The nonlinear computations have been conducted using ANSYS 9 software for the analysis of model and study on plate behaviour.

According to the recent researches, the stiffness of boundary members of the plate does not have significant effect on the seismic behaviour of the plate [18]. The surrounding boundaries of the plate are not modeled as actual beams and columns but boundary elements of the plate are assumed as boundary conditions and supports. This approach reduces the time of program running significantly while does not effect the results. The panel element and the surrounding supports are shown in Figure 1 and the boundary conditions applied to the plate are listed in Table 1.

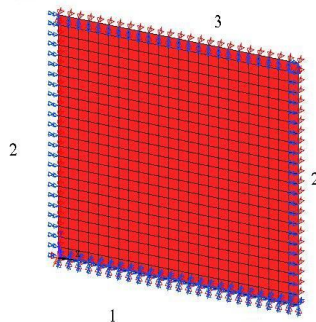


Figure 1: Panel elements and surrounding supports

Edge	Ux	Uy	Uz	θ_x	θ_y	θ_z
1	x	x	x	x	x	x
2	✓	✓	x	x	✓	✓
3	✓	x	x	✓	x	✓
					✓ is free	
					x is fixed	

Table 1: Boundary conditions on plate edges

The element used in the proposed model is SHELL 43 which has 4 nodes, each node with 6 degrees of freedom. This element is appropriate for the plates with moderate thickness, plastic behaviour, stress stiffening, and large deflections which are taken into account in this work.

The thicknesses for the steel plate considered here are 1.25 and 3 mm for both normal and LYP steel. Assuming equal bearing capacity for two types of steel the thickness of LYP steel plate is increased by the ratio of yielding stress of normal steel to that of LYP steel. Two types of materials are considered; isotropic elastic, and inelastic with kinematics hardening ability. [20]

The yielding point for normal steel is 240 MPa, and for LYP steel is 97.5 MPa according to the Nippon Steel tests. The stress-strain diagrams for both steel types are indicated in Figure 2. The initial modulus of elasticity is the same for both types of steel and equals to 2.03 GPa. The secondary modulus of elasticity must be taken between 0 to 10 percent of the initial modulus according to FEMA-273 recommendations. Based upon the stress-strain diagram of LYP steel, it seems that the amount of the secondary modulus of elasticity can be taken even more. Here, the secondary modulus of elasticity for both steel types is taken equal to 1% because of its minor effects and for better comparison.

Based upon distortional energy, the Von-Mises criterion is adopted as steel failure criterion which is the most suitable criterion for flexible materials such as steel.

Since the post-buckling behaviour until failure is important, a minor perturbation equal to 0.0001 of the plate width and proportional to the first buckling mode is applied perpendicular to the plate for its buckling. The deformation resulted from initial analysis is forced to the panel in the form of initial imperfection. For modeling the seismic behavior of the frame, cyclic loading according to the ATC (Applied Technology Council) code, in the form of displacement is applied to the top edge of the plate. In Figure 3, the curve of cyclic displacement with respect to time is illustrated. The geometric properties of the models are listed in Table 2.

No. Model	a (mm)	b (mm)	t (mm)	Type of Steel	Type of Loading
1	300	300	1.25	Normal	Incremental static
2	300	300	3	LYP	Incremental static
3	300	300	1.25	Normal	Cyclic
4	300	300	3	Normal	Cyclic
5	300	300	1.25	LYP	Cyclic
6	300	300	3	LYP	Cyclic
7	450	300	1.25	Normal	Cyclic
8	450	300	3	LYP	Cyclic
9	300	450	1.25	Normal	Cyclic
10	300	450	3	LYP	Cyclic

Table 2: Geometric properties of the models

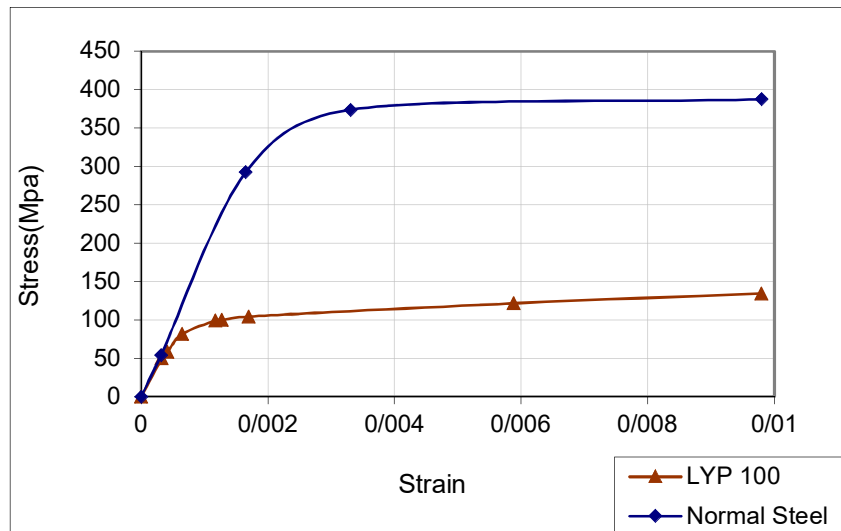


Figure 2: Typical stress–strain curve of used steels

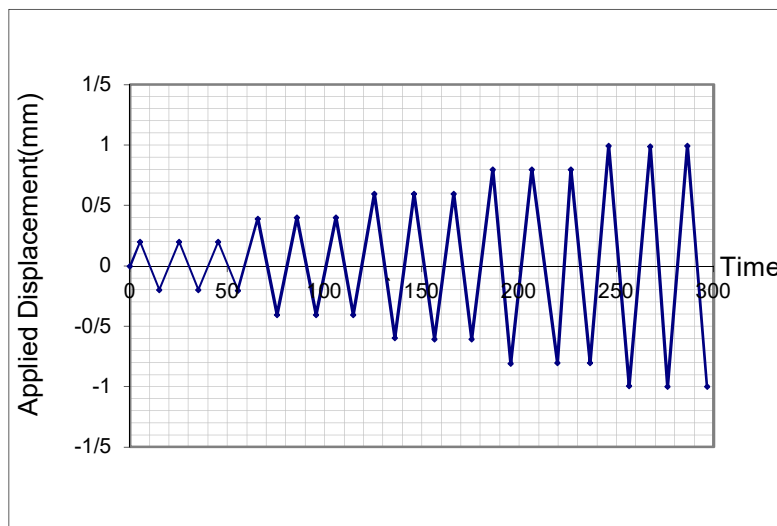
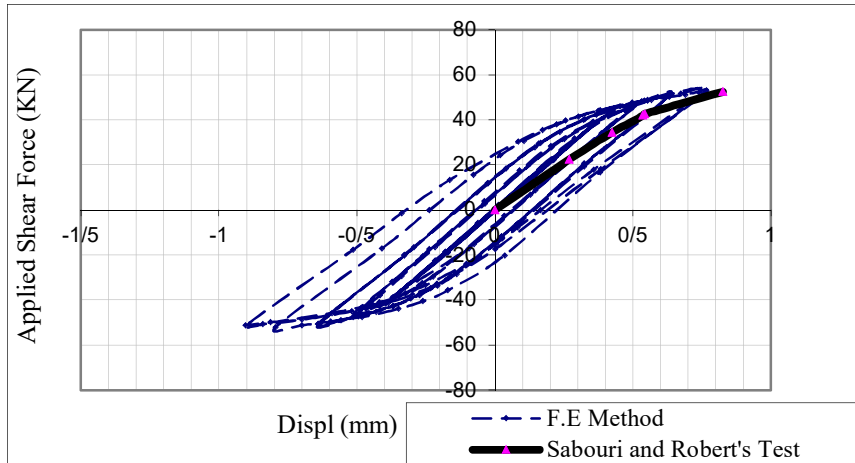


Figure 3: Time history of drift applied to the models

3 Discussion

3.1 Model Evaluation

In order to control the accuracy of the model results, in Figure 4, the hysteretic curve obtained from ANSYS software has been compared to the envelope of the hysteretic curve of Sabouri and Roberts' experiments. Although the surrounding members of the Sabouri's experimental panels are different from those considered in the finite element model but according to the previous researches [17, 18], the stiffness of the surrounding members does not affect the ductility and hysteretic behaviour of the plate too much. This fact is confirmed in this work as shown in Figure 4 as well.



Comparing the model results with experimental tests results Figure 4: for evaluating the accuracy of the model

3.2 Analysis Results

3.2.1 Incremental Static Loads

For better comparison of the stiffness of the steel shear walls, different type of the steel shear walls has been put under incremental static load. As it was expected from the theoretical relations, the steel shear wall made of LYP steel was remarkably stiffer than the one made of normal steel. Figure 5 shows the storey displacements versus applied shear forces for models 1 and 2 listed in Table 2.

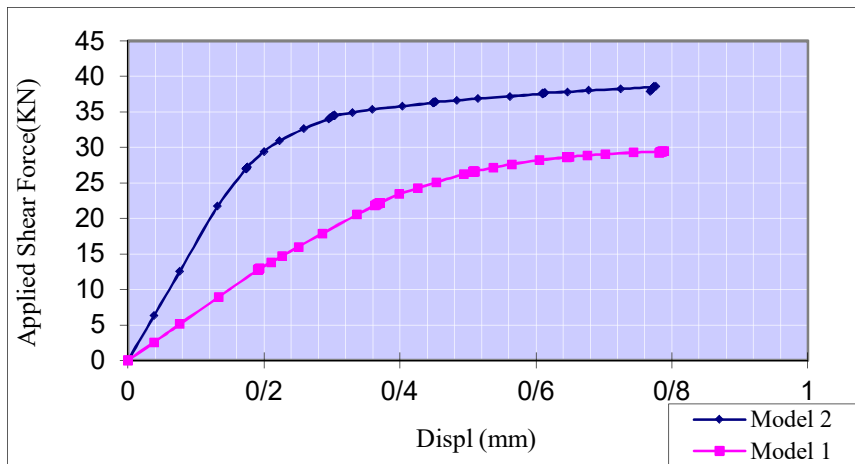


Figure 5: Load-shear displacement diagram of steel shear wall

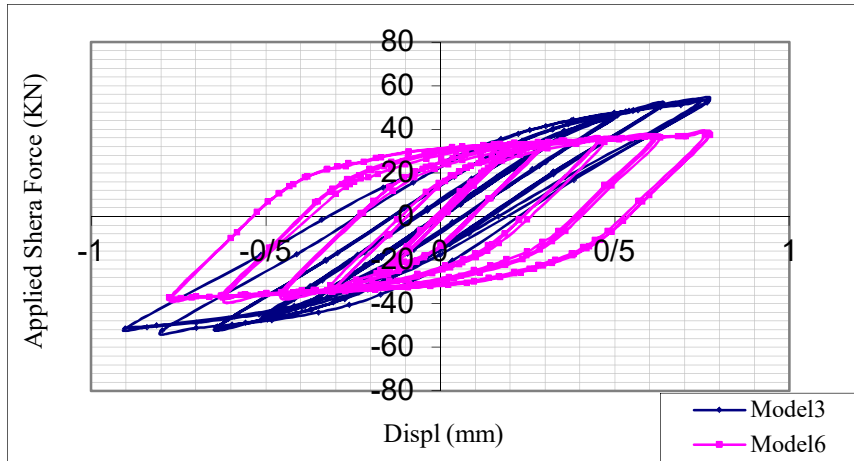


Figure 6: Comparison of hysteretic curves of models 3 and 6

3.2.2 Cyclic Load

In order to examine the influence of LYP steel on the energy absorption and on the ductility of the steel shear wall, the hysteretic curves of eight specimens listed in Table 2 (models 3 to 10) have been considered. Choosing these models is based upon the influence of LYP steel on the seismic behaviour of the steel shear wall, controlling the seismic behaviour of the steel shear wall made of LYP steel with different parameters like thickness and panel dimensions.

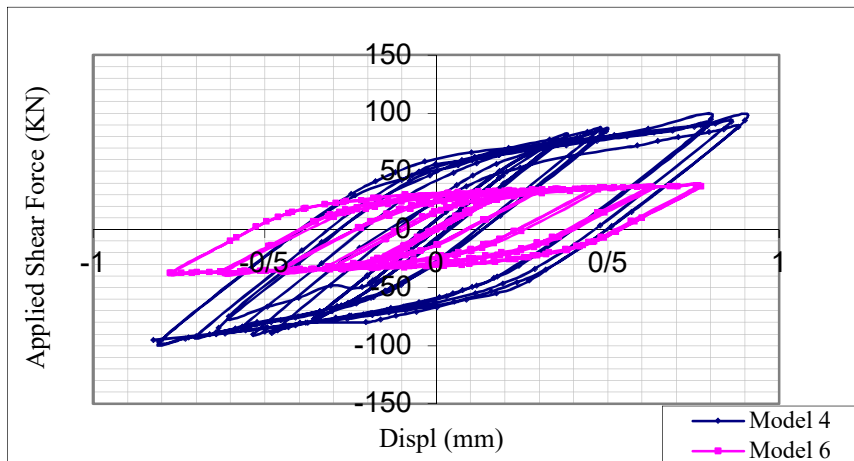


Figure 7: Comparison of hysteretic curves of models 4 and 6

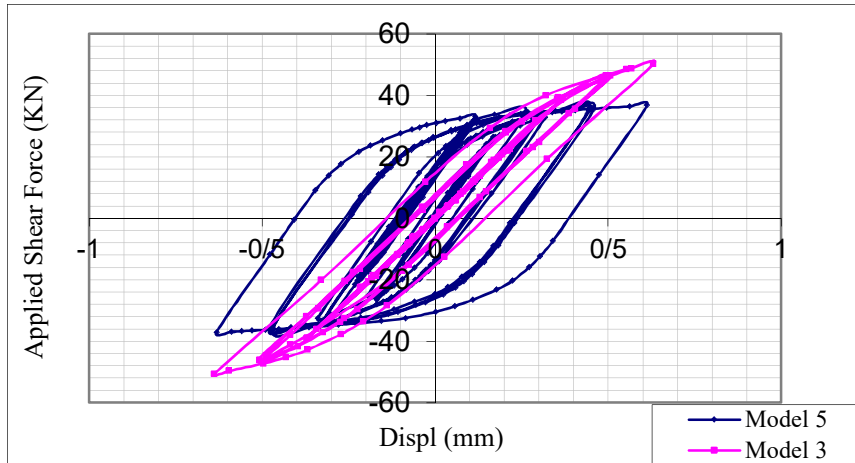


Figure 8: Comparison of hysteretic curves of models 3 and 5

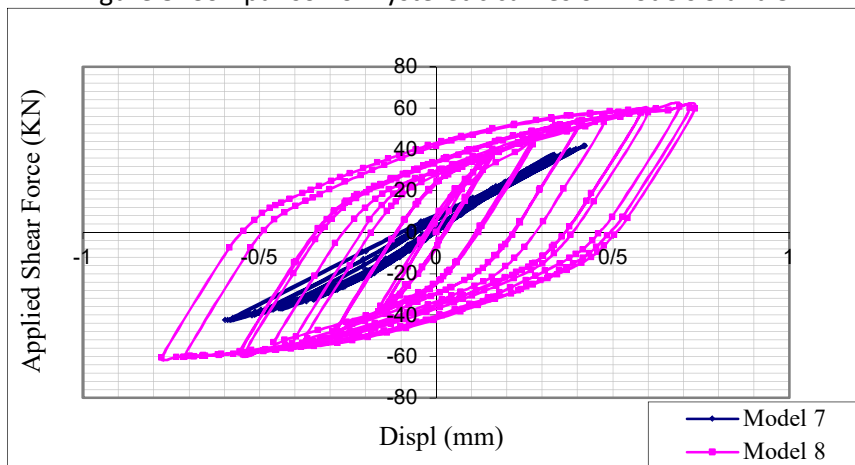


Figure 9: Comparison of hysteretic curves of models 7 and 8

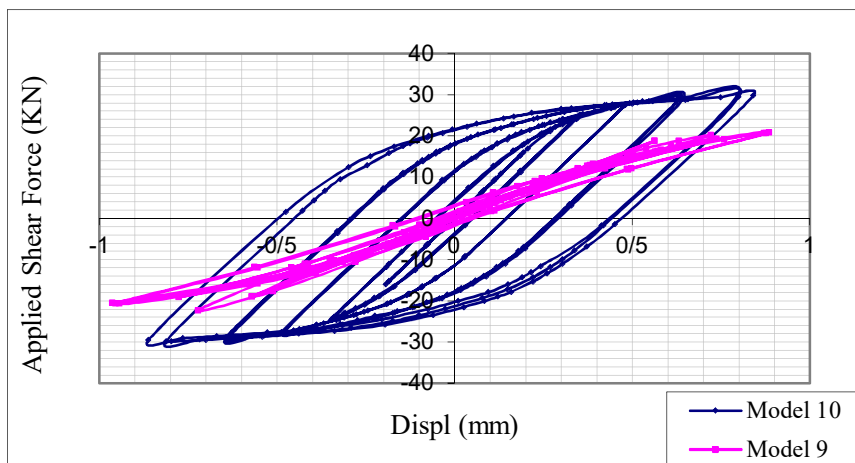


Figure 10: Comparison of hysteretic curves of models 9 and 10

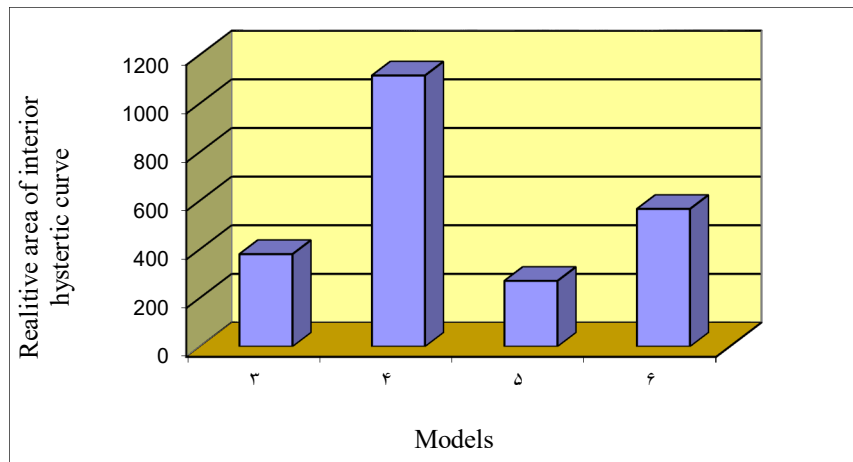


Figure 11: Comparison of interior area of the hysteretic curves

4 Conclusion

Obviously, the amount of energy dissipation is a function of the interior area of the hysteretic curve. The hysteretic curves of the models indicate that using LYP steel results in more appropriate lateral bearing system. Moreover, optimizing the other variables like thickness, aspect ratio, stiffness of the surrounding members, etc. can improve the plate performance significantly. It is observed that in the case of using LYP steel, increasing the thickness of the plate leads to increasing the shear stiffness and the structure bears more displacement. [20]

In Figures 6 to 10, the hysteretic curves of the models listed in Table 2 are compared with each other. Figures 6 to 8 show the influence of the type of the steel and the thickness of the plate on energy dissipation. In Figure 11 the interior area of the hysteretic curves of the models 3 to 6 have been compared with each other. As it is observed, in the case of equal bearing capacity, LYP steel has a better hysteretic behaviour. Figures 9 and 10 indicate the influence of changing the aspect ratio of the panel on its hysteretic behaviour.

The other important outcome is that, in the case of using normal steel, increasing the panel aspect ratio, the stiffness of the plate increases and the plate remains elastic during the applied displacements. In the other words, it displaces a bit and doesn't enter the nonlinear stage. As a result, the hysteretic curves become slender and dissipates low amount of energy. It means the whole capacity of the plate is not used in the case of using normal steel. On the contrary, LYP steel in smaller displacements yields and enters the nonlinear stage and so, dissipates high amount of energy.

As a final important result, it can be said that during not serious earthquakes the steel shear walls made of LYP steel show better and more economic behaviour because of using their whole capacity.

References:

- [1] H. Mimura, H. Akiyama, "Load-deflection relationship of earthquake-resistant steel shear walls with a developed diagonal tension field", Trans AIJ 260, 1977.
- [2] L.J. Thorburn, G.L. Kulak, C.J. Montgomery, "Analysis and Design of steel shear wall systems", Struct. Eng. Rept. 107, Dept. civil, Eng. Univ. Alberta, 1983.
- [3] P.A. Timler, G.L. Kulak, "Experimental study of steel plate shear walls", Structural engineering report no. 114, University of Alberta, Canada, 1983.
- [4] E.W. Tromposch, G.L. Kulak, "Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls", Structural Engineering Rept No. 145, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, AB, 1987.
- [5] S. Sabouri-Ghomi, T.M. Roberts, "Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations", Eng Struct, 14(5), 309-17, 1992.
- [6] M. Elgaaly, V. Caccese, "Post-buckling behaviour of steel-plate shear walls

- under cyclic loads”, J Struct Eng, ASCE, 119(2), 588–605, 1993.
- [7] M. Nakashima, S. Iwai, M. Iwata, T. Takeuchi, S. Konomi, T. Akazawa, K. Saburi, “Energy dissipation behaviour of shear panels made of low yield steel”, Earthquake Engineering Structural Dynamics, 13, PP. 1299-1313. 1994.
- [8] M. Elgaaly, Y. Liu, “Analysis of thin steel plate shear walls”, Struct., Eng., Vol. 123, No. 11, 1997.
- [9] A.S. Lubell, “Performance of un-stiffened steel plate shear walls under cyclic quasi-static British Columbia, Vancouver, BC, Canada, 1997.
- [10] R.G. Driver, G.L. Kulak, G.L., Kennedy, A.E. Elwi, “Seismic behaviour of steel plate shear walls”, Structural Engineering Report 215, Department of civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Vanada, 1997.
- [11] R.G. Driver, G.L. Kulak, G.L., Kennedy, A.E. Elwi, “FE. And simplified models of steel plate shear wall”, Struct. Eng. Vol. 124, No.2, 1998.
- [12] P.A. Timler, “Design Procedures development, analytical verification and cost evaluation of steel plate shear wall structures”, Earthquake Engineering Research Facility Technical Report, Department of civil engineering, University of British Colombia, Vancouver, Canada, 98-01, 1998.
- [13] M. Rezai, CE. Ventura, HGL. Prion, A.S. Lubbell, “Unstiffened steel plate shear walls: Shake table testing”, sixth US national conf. on earthquake engrg, 1998.
- [14] M. Rezai, C.E. Ventura, HGL. Prion, “Numerical investigation of thin un-stiffened steel plate shear walls”, 12th world conf. on earthquake engineering, 2000.
- [15] A. Astaneh-Asl, “Seismic behaviour and design of steel shear walls”, Steel tips Structural Steel Education Council, Canada, 2001.
- [16] M.M. Alinia, M. Dastfan, “Behaviour of thin steel plate shear walls regarding frame members”, Int. J Const Steel Research, 62(7),730–8, 2006.
- [17] M.M. Alinia, M. Dastfan, “The effects of surrounding members on post-buckling behaviour of thin steel plate shear walls”, Advances in steel structures, vol. 2, p 1427–32, 2005.
- [18] M.M. Alinia, M. Dastfan, “Cyclic behaviour, deformability and rigidity of stiffened steel shear panels”, Int. J Const. Steel Research, 63 554 –563, 2007.
- [19] S.J. Chen, C. Jhang, “Cyclic behavior of low yield point steel shear walls”, Thin-Walled Structures, 44, 730–738, 2006.
- [20] Effects of Using Low Yield Point (LYP) Steel Instead of Normal Steel in Steel Shear Walls, B. Bayat and M. J. Fadaee, Iranian National Retrofitting Center Department of Civil Engineering, Shahid Bahonar University of Kerman, Iran

بهسازی سازه های فولادی با دیوارهای برشی فولادی

ایمان الیاسیان، کارشناس ارشد سازه

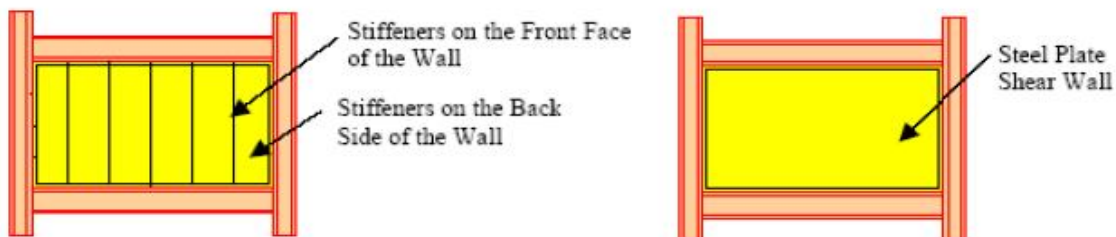
i.elyasian@gmail.com

در طراحی دیوار برشی فولادی شبیه به تیر ورق تئوریهای مختلف توسط محققان ارائه شده است که در زیر به برخی از آنها اشاره می گردد ۱- تئوری باسلر Basler در ۱۹۶۱ (جان ضخیم و بالهای تیر انعطاف پذیر) بنابراین نیروهای ناشی از کششی قطری پس از کمانش برش جان توسط بالها به دلیل انعطاف پذیر بودن تحمل می شود ۲- Takeucgi-1964 (ناحیه تسلیم) و Fuji 1968-1971 (ناحیه تسلیم) ۴- Kumatso 1971 (ناحیه تسلیم) بایستی توجه داشت ناحیه تسلیم تئوری Takeucgi و Fuji, Kumatso باهم متفاوت هستند ۵- Chen and Ostapenko 1969 Porter (تشکیل مفصل پلاستیک) ۷- Hogland 1971 براین اصل استوار است که تنشهای غشایی در جهت عمود بر پانل جان وجود ندارد و برای تیورقههای طویل بدون سخت کننده های میانی صحیح می باشد تنشهای فشاری غشایی پس از کمانش افزایش نمی یابد ولی تنشهای غشایی کششی تا زمان مقاومت نهایی افزایش می یابد ۸- تئوری تسلیم Herzog 1974

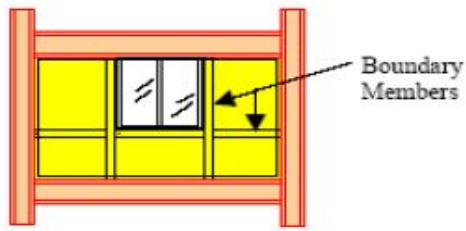
تئوری تسلیم اشنایدر و شرودر 1971 Steinhardt-Schroder تئوری کلارک و شارپ برای تیورقهای آلومینیمی با جان نازک ارائه شده است و شامل میدان کششی تئوری باسلر و میدان کششی با زاویه ۴۵ درجه در کل جان گسترده شده

- شکست خمشی در پانلهای میانی و شکست برش در پانلهای کناری اتفاق می افتد.
- انواع از نظر باری
- دیوار تحت بار جانبی در جهت ضعیف
- دیوار تحت بار قائم ۳- دیوار تحت بار جانبی جهت قوی
- دیوار تحت بار جانبی در جهت قوی و بار قائم
- انواع دیوار بتن آرمه از نظر رفتاری
- Panel wall (دیوار محیطی متصل به قاب) (دیوار محیطی مهارشده به قاب)
- Partition wall - دیوار حائل Retaining wall - دیوار زیر زمینی basement wall
- دیوار برشی shear wall

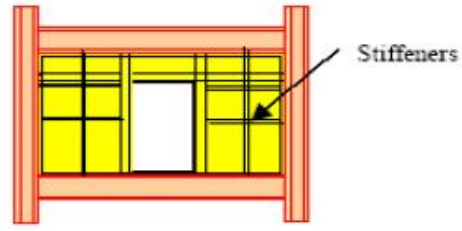
مقاوم سازی سازه های فولادی عمدتاً به بهسازی و تقویت رفتار مهاربندها، اتصالات، اعضای کششی، دیوارهای برشی و ترکیب رفتار بتن و فولاد بر می گردد



دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون آن

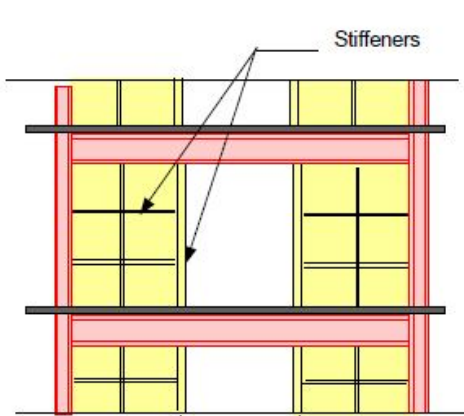


دیوار با سخت کننده و بازشو

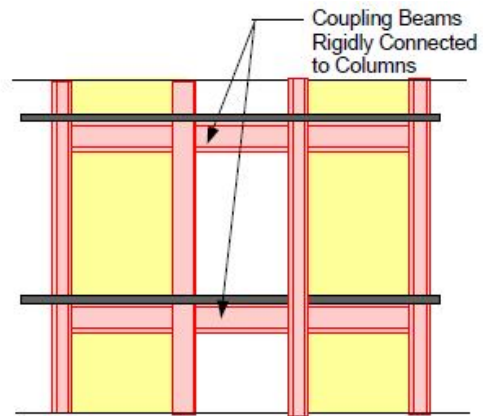


دیوار با سخت کننده های دوطرفه

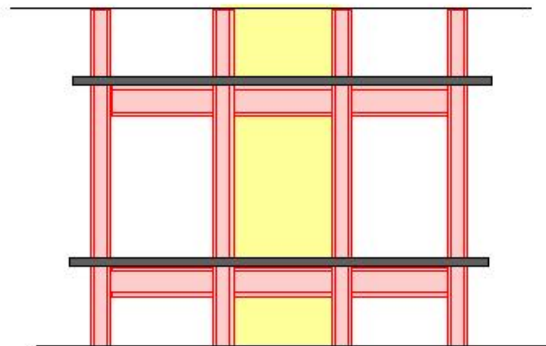
دیوار با سخت کننده و با بازشو



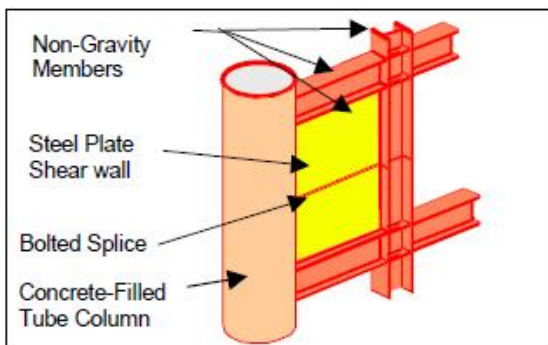
Stiffened Steel Shear Wall with Opening



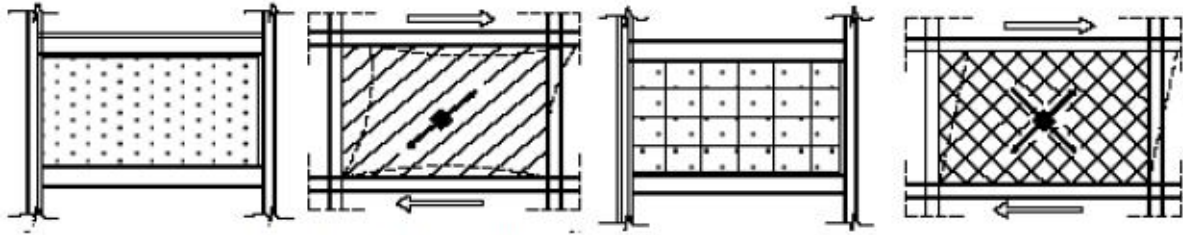
Two Unstiffened Steel Shear Walls with Coupling Beams



An Un-stiffened Steel Shear Wall with Coupling Beams on Both Sides



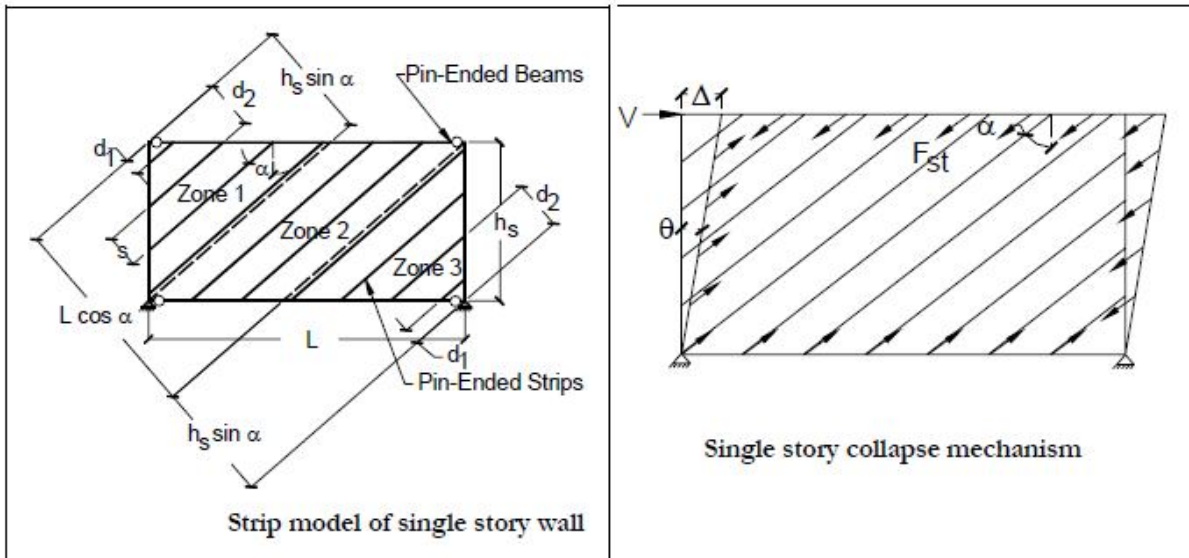
Components of the tested system and bolted splice



مکانیزم میدان کششی (پانل سخت نشده)

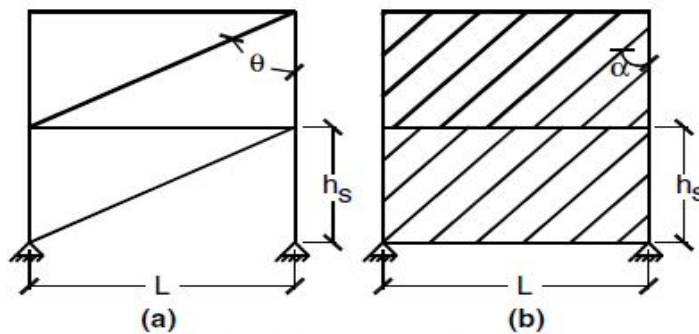
مکانیزم برشی خالص (پانل سخت شده)

مکانیزمهای میدان کششی و برشی خالص

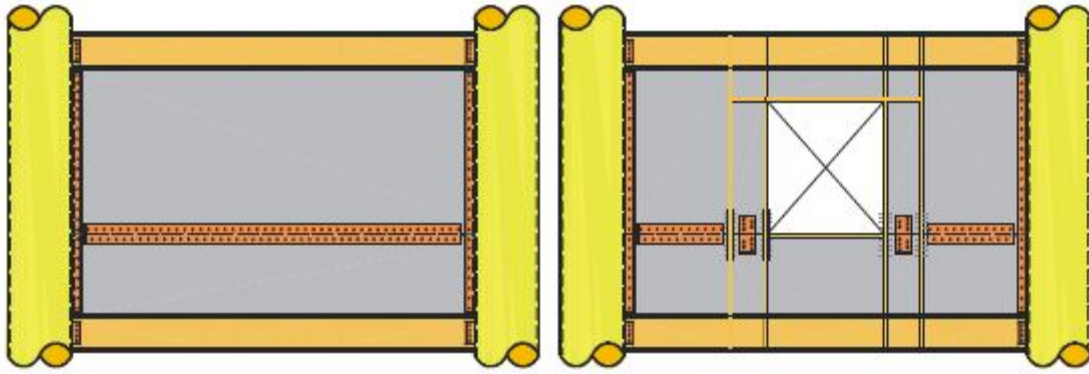


$$V = \frac{1}{2} F_y t L \sin(2\alpha) + \frac{4 M_{pc}}{h_s}$$

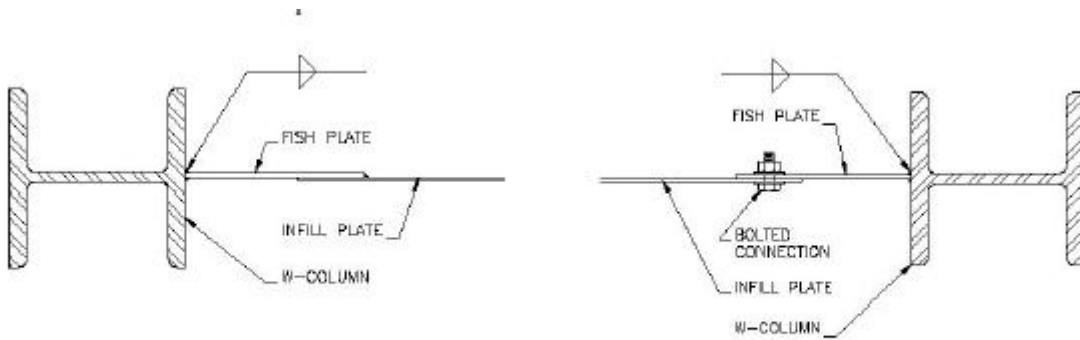
$$t = \frac{2A \sin \theta \sin 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad \tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th_s \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s^3}{360I_c L} \right)} \quad I_c \geq \frac{0.00307 th_s^4}{L}$$



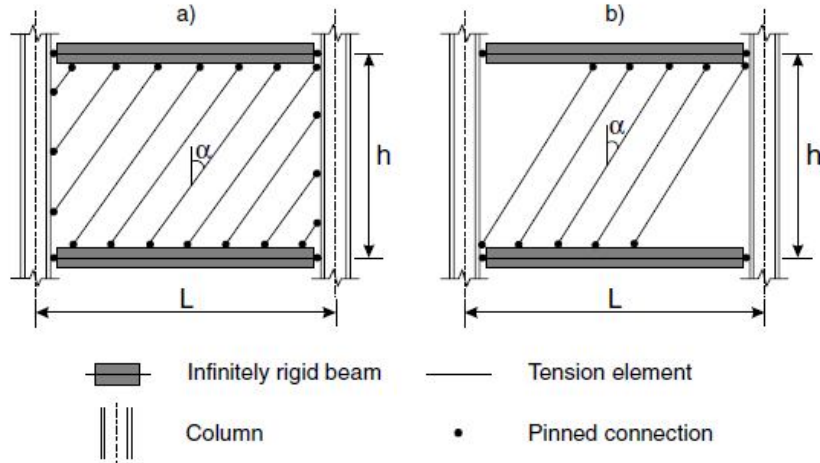
(a) Equivalent Story Brace Model
(b) The Strip Model



A typical SPSW bay with and without opening (after BPA Group)



Typical "fish plate" to boundary frame and infill plate to "fish plate" connections



Strip model representation of a typical steel panel developed by Thorburn et al. (1983) a) complete tension field b) partial tension field

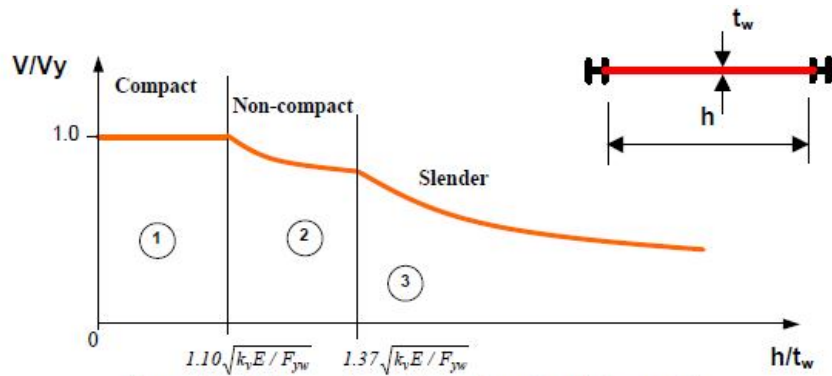
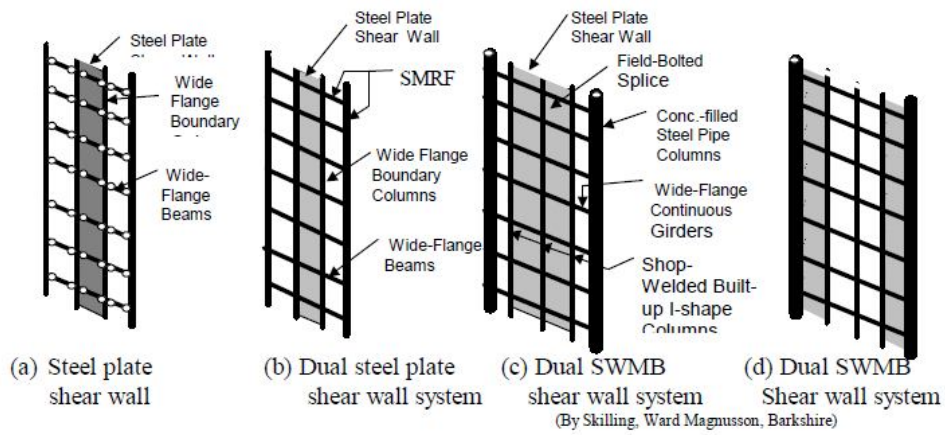
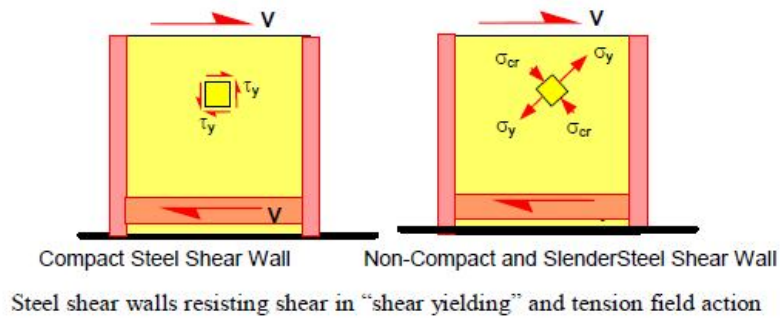


Figure 5.2. Three regions of behavior of steel shear walls



Steel shear walls resisting shear in "shear yielding" and tension field action

$$\tau_{cr} = \frac{K\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{قبل از کمانش}$$

$$K = \begin{cases} 5.35 + 4\left(\frac{b}{d}\right)^2 & \frac{d}{b} \geq 1 \\ 5.35\left(\frac{b}{d}\right)^2 + 4 & \frac{d}{b} \leq 1 \end{cases}$$

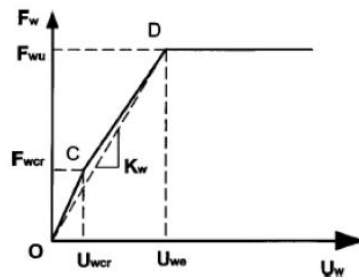
$$u_{wcr} = d \cdot \gamma_{cr}, \gamma_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{G}, G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$U_{wpb} = \frac{2\sigma_{ty} \cdot d}{E \sin 2\theta} \quad U_{we} = \left(\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \sin 2\theta} \right) d$$

► قبل از کمانش ورق : $F_w = \frac{Gbt}{d} U_w$

► پس از کمانش ورق : $F_w = \left(\frac{Ebt}{4d} \right) U_w - \tau_{cr} (bt) \left(1 - \frac{E}{4G} \sin^2 2\theta \right)$

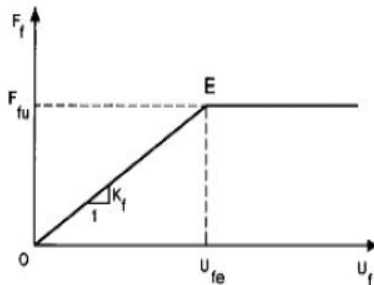
$$K_w = \frac{bt}{d} \frac{\tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_{ty} \sin 2\theta}{\frac{\tau_{cr}}{G} + \frac{2\sigma_{ty}}{E \sin 2\theta}} \quad F_w = K_w U_w$$



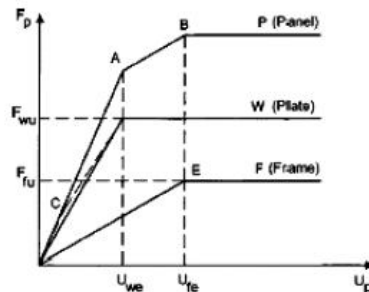
دیاگرام بار- تغییر مکان ورق فولادی

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} \quad U_{fu} = \frac{M_{fp} \cdot d^2}{6EI_f}$$

$$F_f = K_f U_f \quad k_f = \frac{24EI_f}{d^3}$$



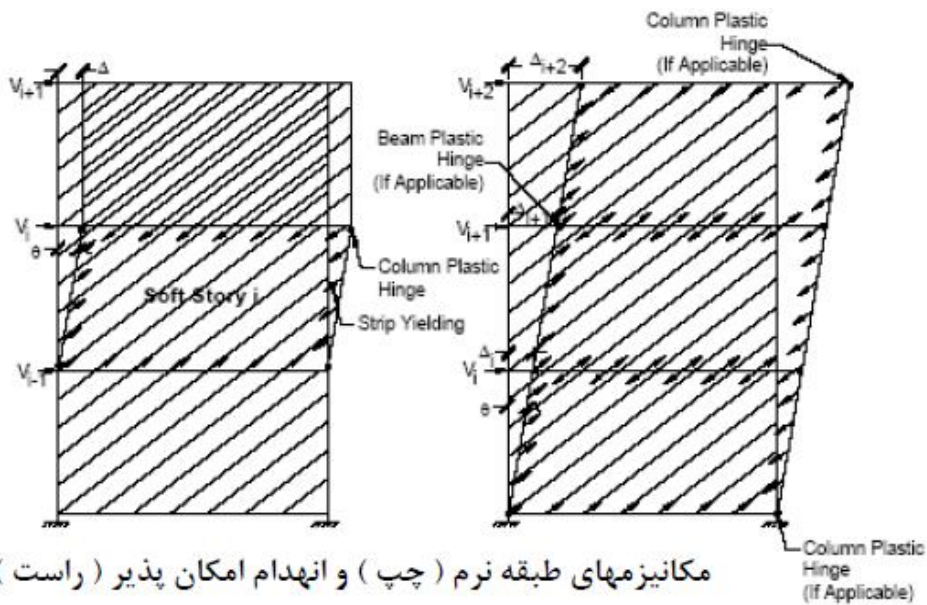
دیاگرام بار- تغییر مکان قاب



دیاگرام مربوط به ورق فولادی ، قاب و مجموع آنها

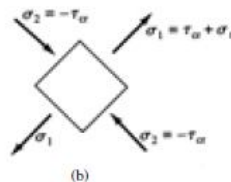
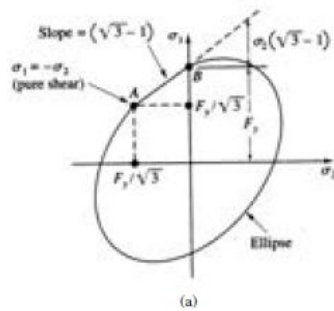
$$V = n_b F_{st} \sin(\alpha) \quad n_b = [L \cos(\alpha)] / s \quad F_{st} = F_y \cdot t \cdot s$$

$$t = \frac{2 V_s \Omega_s}{F_y L \sin(2\alpha)} \quad V = \frac{1}{2} F_y t L \sin(2\alpha)$$



$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad \text{for} \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad \text{for} \quad \frac{h}{t_w} > 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_{yw}}}$$



$$\sin 2\gamma = \frac{1}{\sqrt{1 + (a/h)^2}}$$

System Overstrength Factor, Ω_o	
Seismic Load Resisting System	Ω_o
All moment-frame systems meeting Part I requirements	3
Eccentrically Braced Frames (EBF) meeting Part I requirements	2 ^{1/2}
All other systems meeting Part I requirements	2

حالت های گسیختگی دیوار صفحه ای فولادی

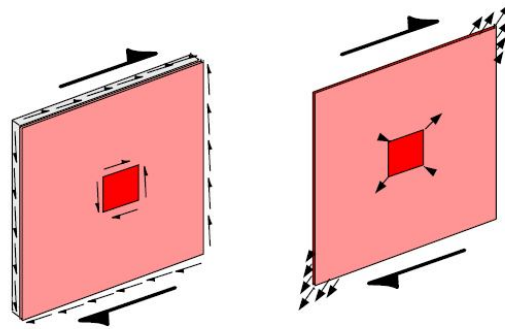
- ۱- لغزش پیچها (شکل پذیر)
- ۲- کمانش صفحه فولادی (شکل پذیر)
- ۳- تسلیم شدگی صفحه فولادی (شکل پذیر)
- ۴- شکست صفحه دیوار (ترد)
- ۵- شکست اتصالات دیوار فولادی با تیرها و ستونهای مرزی (ترد)

حالتهای گسیختگی تیرهای بالا و پایین

- تسلیم شدگی برشی تیرهای بالا و پایین (شکل پذیر)
- تغییر شکل مفصل پلاستیک در تیرهای بالا و پایین (شکل پذیر)
- کمانش موضعی در بالها یا جان تیرهای بالا و پایین
- شکست اتصالات خمشی تیرها در سیستمهای دو گانه (ترد)
- کمانش پیچشی کلی یا جانبی تیرها (ترد)
- شکست اتصالات برشی تیرها (ترد)

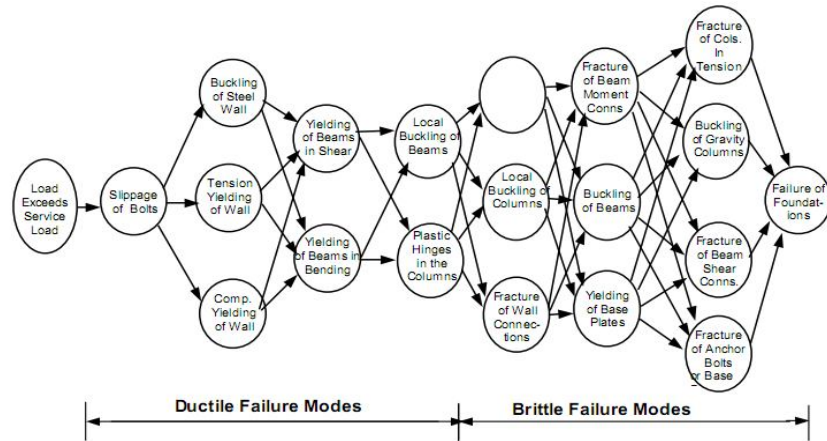
حالتهای گسیختگی ستونهای مرزی

- تغییر شکل پلاستیک در بالا و پایین ستونها (شکل پذیر)
- کمانش موضعی ستونهای مرزی
- کمانش کلی ستونهای مرزی
- شکست کششی ستونهای مرزی یا وصله های آنها (ترد)
- تسلیم شدگی صفحات کف ستونهای مرزی در اثر نیروهای بلند کننده (شکل پذیر)
- شکست پیچهای مهاریه یا صفحات کف در کف ستونها در اثر نیروهای بلند کننده (ترد)
- شکست صفحات کف ستون در خمش و یا اثر نیروهای بلند کننده (ترد)
- گسیختگی پی های دیوار (ترد)

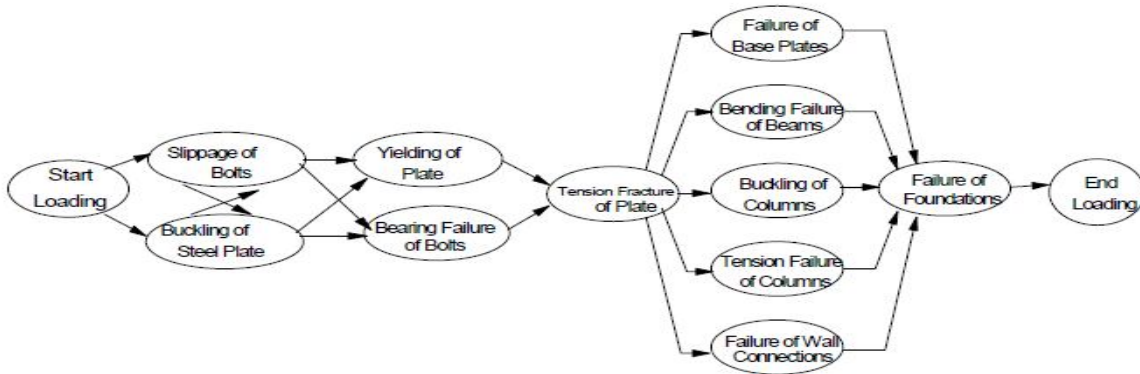


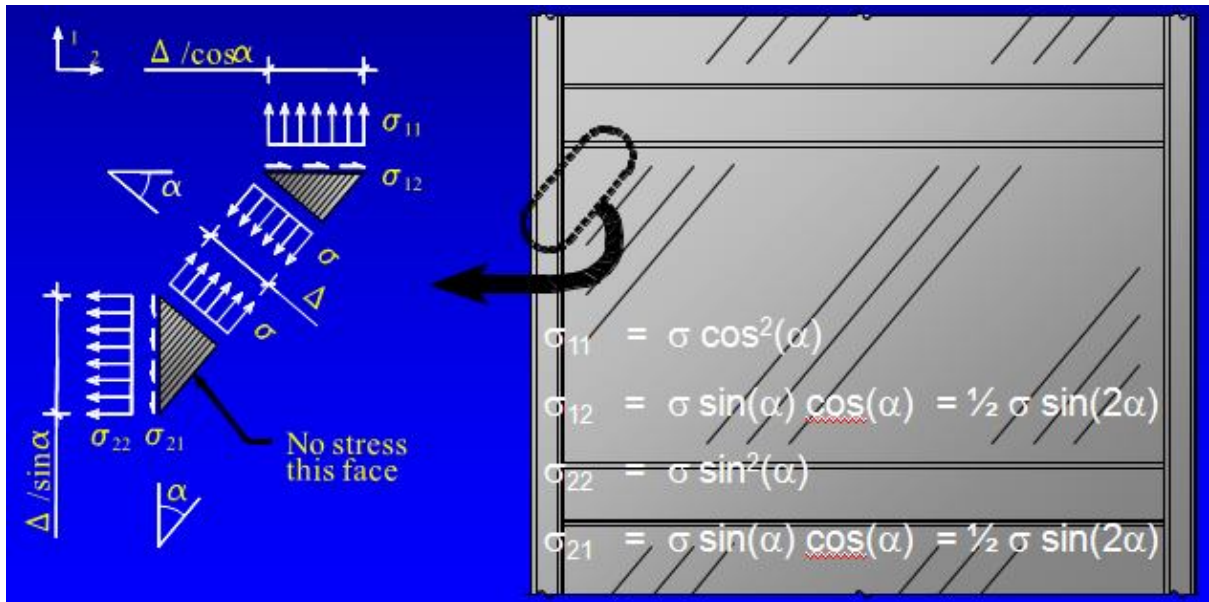
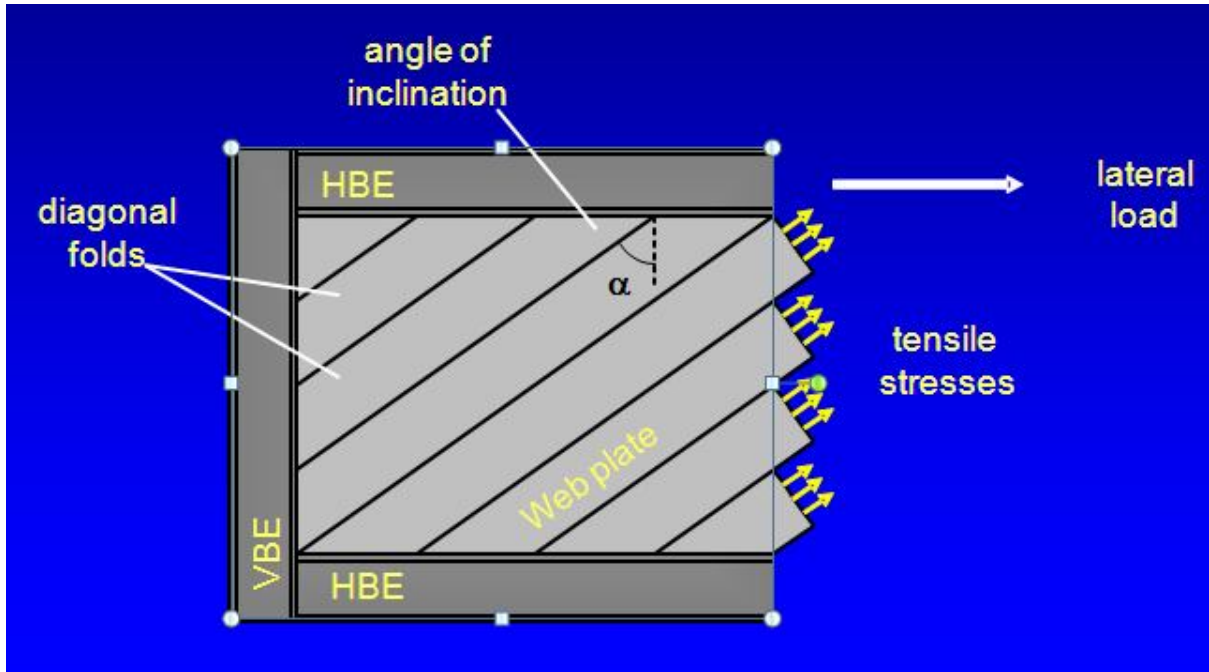
a. Shear Wall Elements Under Pure Shear

b. Shear Wall Elements Under Tension Field Action

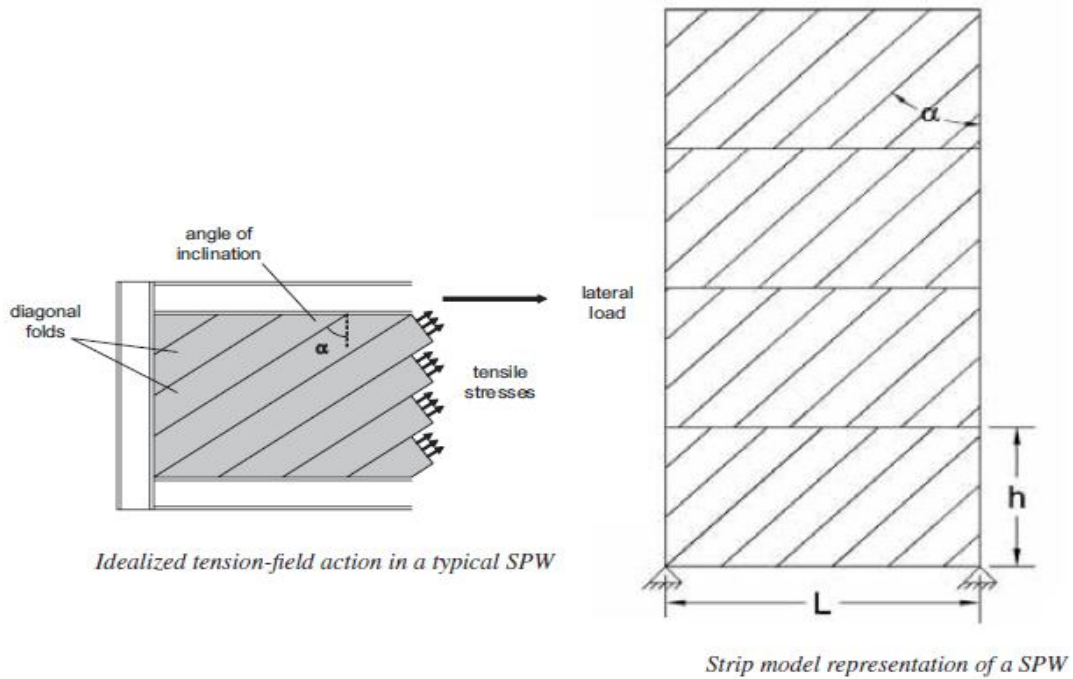


Major failure modes of typical steel plate shear walls in the order of their desirability from left to right





$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]}$$



The diagram shows a cross-section of a sheet piling wall with a horizontal strut. The wall is shown with diagonal hatching. The strut is a horizontal bar connecting the wall to a vertical support on the right. The wall is supported by a fixed base and a roller support at the bottom right. The wall is subjected to a lateral load from the right.

$$w_u = R_y F_y (t_i - t_{i+1}) \cos^2(\alpha)$$

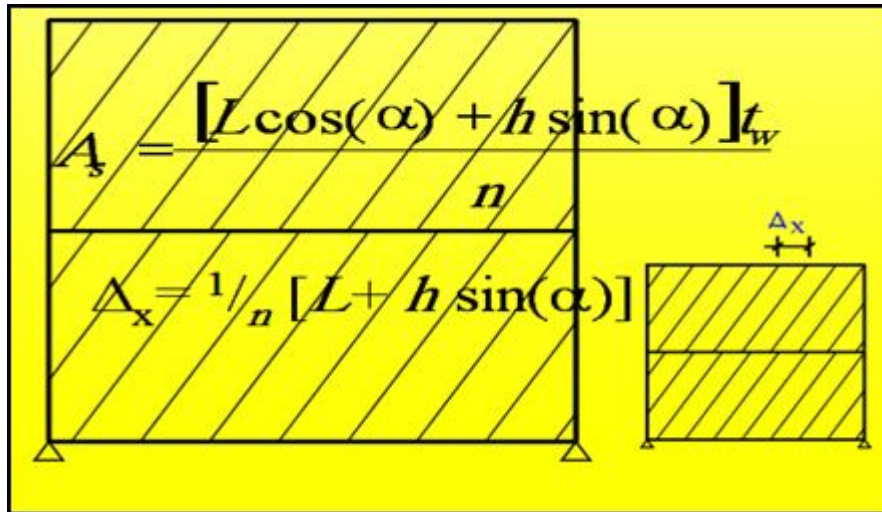
$$I_c \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L}$$

Horizontal Strut

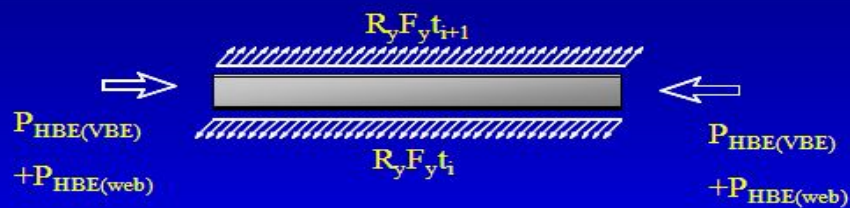
The diagram shows a cross-section of a sheet piling wall with a horizontal strut. The wall is shown with diagonal hatching. The strut is a horizontal bar connecting the wall to a vertical support on the right. The wall is supported by a fixed base and a roller support at the bottom right. The wall is subjected to a lateral load from the right.

$$P_u = R_y F_y t (h/2) \sin^2(\alpha)$$

Tension-Strip Model



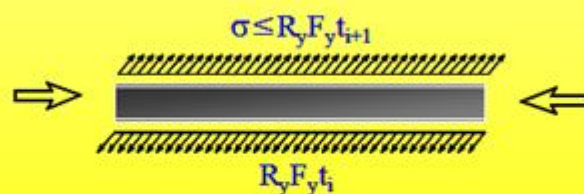
HBE Design Axial Forces



$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y [t_i \sin(2\alpha_i) - t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L_{cf}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} h_c R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w$$

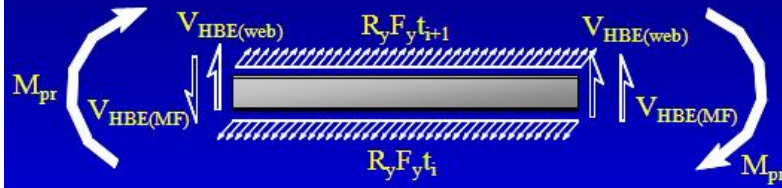
HBE to VBE Design Axial Forces



$$R_{u(horiz)} \geq P_{HBE(VBE)} + \Omega_o P_{collector}$$

$$R_{u(horiz)} \geq P_{HBE(VBE)} + P_{HBE(web)}$$

HBE Design Flexural Forces

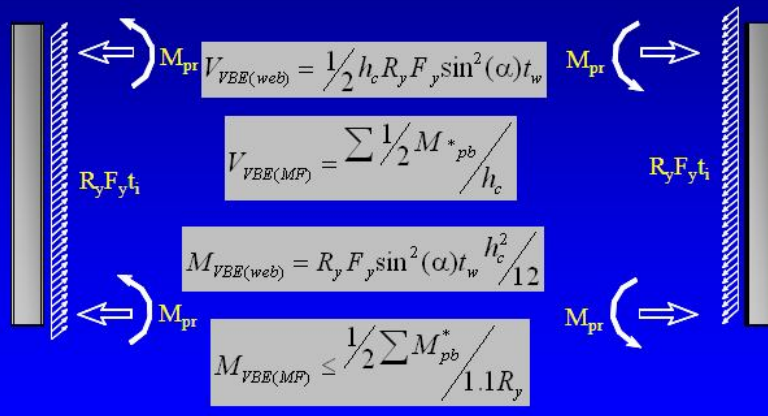


$$M_u = R_y F_y \left[t_i \cos^2(\alpha_i) - t_{i+1} \cos^2(\alpha_{i+1}) \right] \frac{L_h^2}{8} \quad (\text{at midspan})$$

$$V_{HBE(web)} = R_y F_y \left[t_i \cos^2(\alpha_i) - t_{i+1} \cos^2(\alpha_{i+1}) \right] \frac{L_h}{2}$$

$$V_{HBE(MF)} = \frac{2M_{pr}}{L_h}$$

VBE Design Flexural Forces



$$V_{VBE(web)} = \frac{1}{2} h_c R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w$$

$$V_{VBE(MF)} = \frac{\sum \frac{1}{2} M_{pb}^*}{h_c}$$

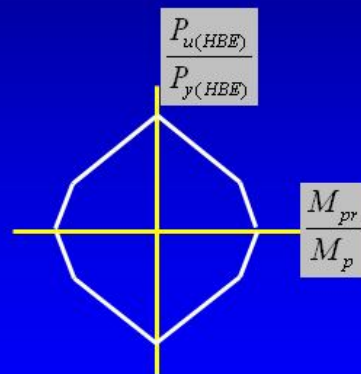
$$M_{VBE(web)} = R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w \frac{h_c^2}{12}$$

$$M_{VBE(MF)} \leq \frac{1}{2} \frac{\sum M_{pb}^*}{1.1 R_y}$$

Flexural strength in the presence of high axial force.

$$M_{pr} \leq \left[1.1 R_y F_y Z \right] \left[1 - \frac{1}{2} \frac{P_{u(HBE)}}{P_{y(HBE)}} \right]$$

$$M_{pr} \leq \frac{9}{8} \left[1.1 R_y F_y Z \right] \left[1 - \frac{P_{u(HBE)}}{P_{y(HBE)}} \right]$$



Flanges

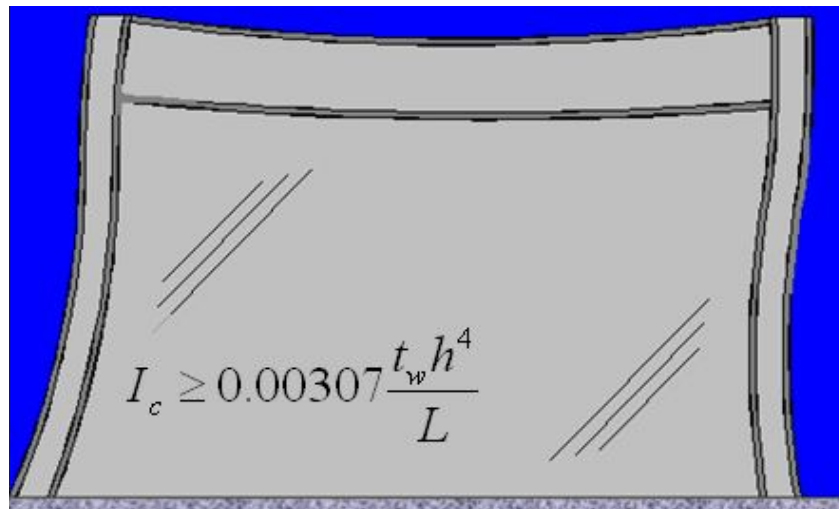
$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Web

$$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$$

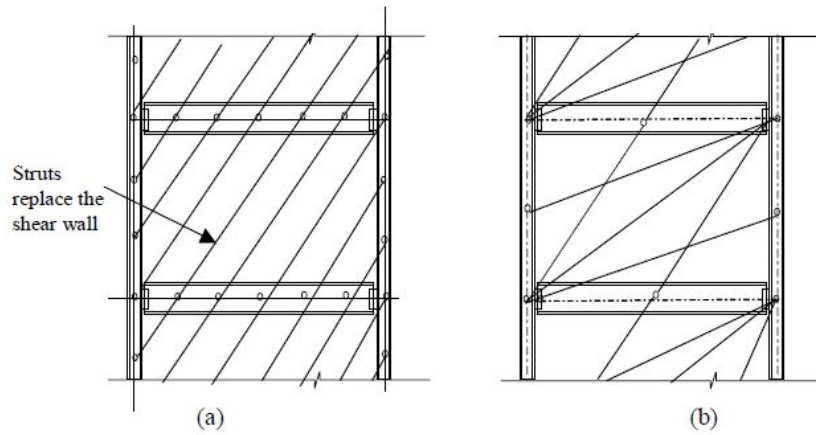
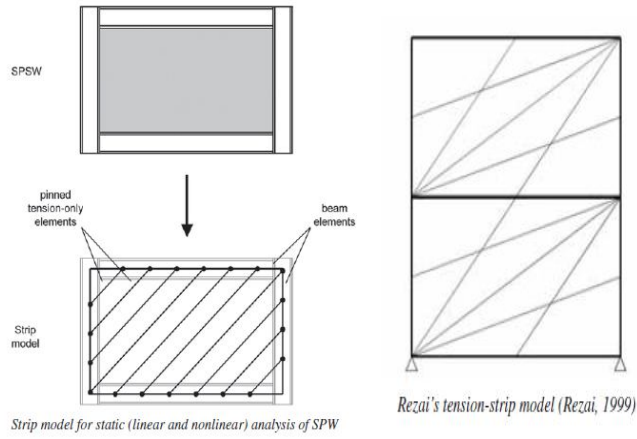
$$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125 \quad \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right]$$



$$\frac{V_{yp \text{ perf}}}{V_{yp}} = \frac{K_{\text{perf}}}{K_{\text{panel}}} = \left[1 - \frac{D}{d} \right]$$

$$\frac{D}{S_{\text{diag}}} \leq \left(1 - Y_t \frac{F_y}{F_u} \right) \quad \frac{K_{\text{perf}}}{K_{\text{panel}}} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{\text{diag}}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{\text{diag}}} \right) \left(1 - \frac{N_r D \sin \theta}{H_{\text{panel}}} \right)}$$

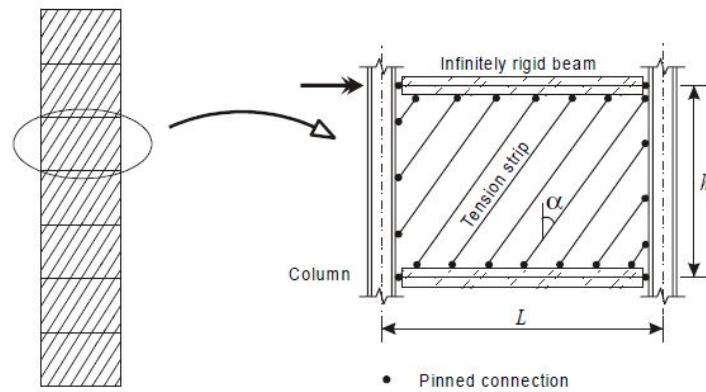


Two proposed strut models: (a) Thorburn et al. (1983) and (b) Rezaei et al. (2000)

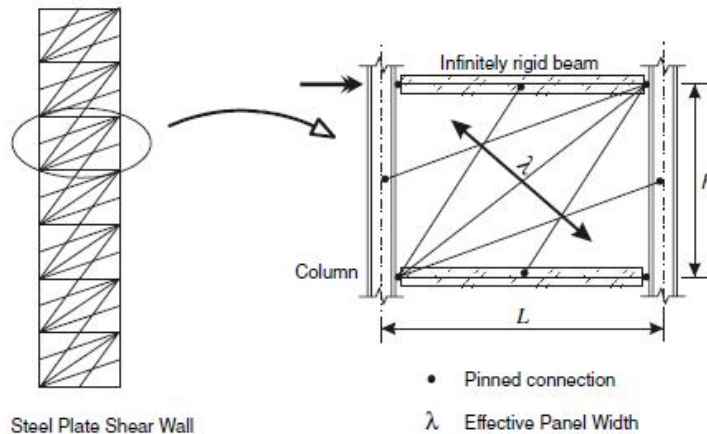
$$V = \frac{1}{2} F_y t_w L \sin 2\alpha + \frac{4M_p}{h}$$

$$0.70h \left(\frac{t_w}{2L I_c} \right)^{0.25} \leq 2.5 \quad I_c \geq \frac{0.00307 t_w h^4}{L} \quad t_{wi} = \frac{2V_i}{F_y L \sin(2\alpha_i)}$$

$$j = 2.5(h/a)^2 - 2 \geq 0.5 \quad I_{st} \geq a t_w^3 j \quad \frac{s}{t_w} \leq 3.82 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{\min(L, h)}{t_w} \leq 25 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$



Parallel strip model representation of a typical steel plate shear wall panel



Proposed strip model simulating post-buckling behaviour of a thin steel plate, UBC Model (1999)

منابع

دکتر جواد واتقی امیری، دکتر مرتضی حسینعلی بیگی، ایمان محمدپور نیک بین، دیوارهای برشی فولادی (عمکرد، تحلیل و طراحی) انتشارات دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل ۱۳۹۰
 دکتر مجتبی ازهری، دکتر سید رسول می ر قادری، طراحی سازه های فولادی-جلد چهارم، مباحث طراحی لرزه ای انتشارات ارکان دانش
 علی فاخر، تئوری ورق و پوسته

Rafael Sabelli, Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures

Rafael Sabelli Michel Braneau Steel plate shear walls, American institute of steel construction

Abolhassan Astaneh Asl ,Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls

A.W.Irwin Design of Shear wall Buildings,Ciria

Jeffrey Berman,Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls

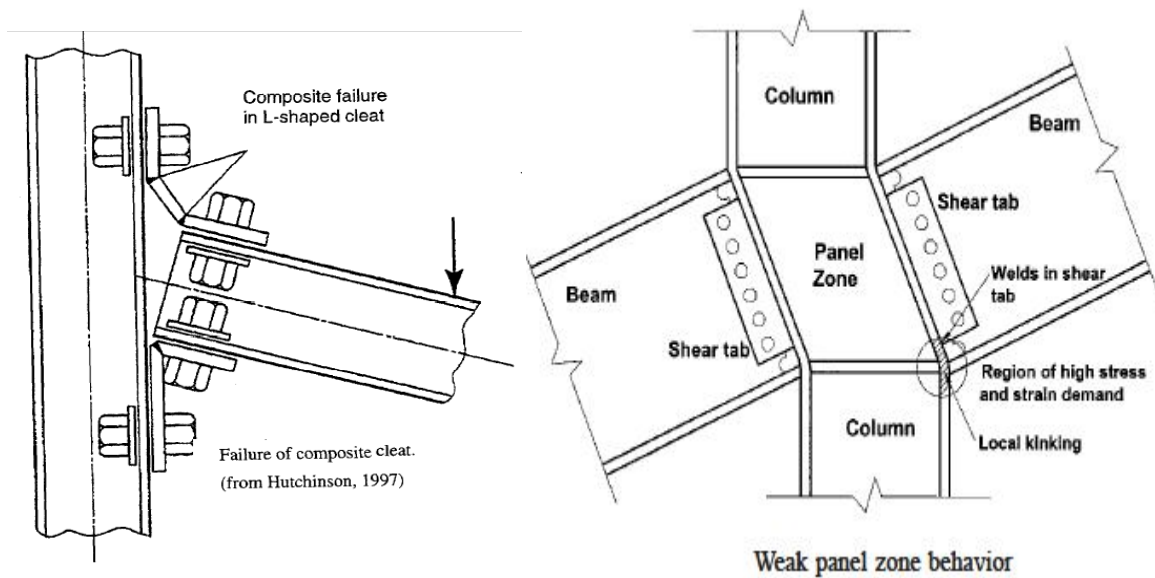
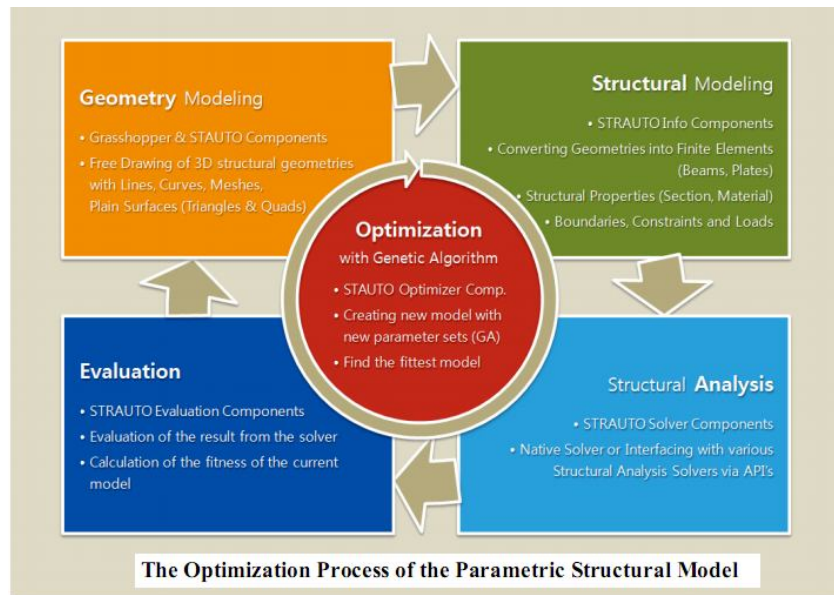
Jeffrey W. BERMAN¹ and Michel BRUNEAU, PLASTIC DESIGN AND TESTING OF LIGHT-GAUGE STEEL PLATE SHEAR WALLS, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 3323

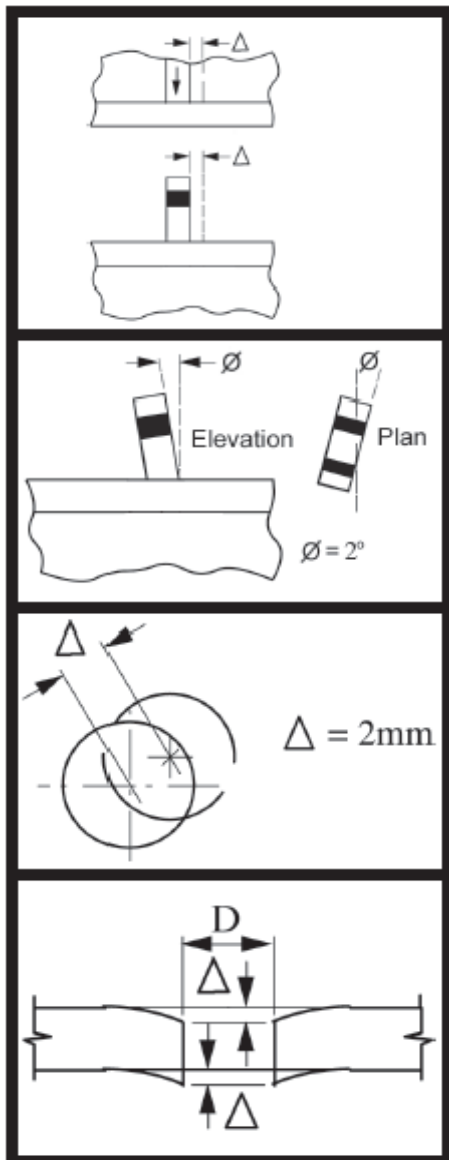
Mahmoud REZAI, Carlos E. VENTURA, Helmut PRION, SIMPLIFIED AND DETAILED FINITE ELEMENT MODELS OF STEEL PLATE SHEAR WALLS, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2804

Mahmoud REZAI, Carlos E VENTURA ,Helmut G L PRION, NUMERICAL INVESTIGATION OF THIN UNSTIFFENED STEEL PLATE SHEAR WALLS,12WCEE,2000

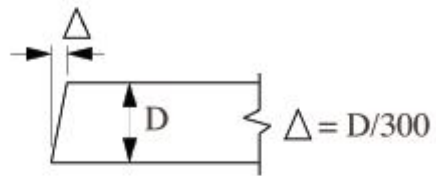
JEFFREY W. BERMAN and MICHEL BRUNEAU, Steel Plate Shear Walls Are Not Plate Girders ENGINEERING JOURNAL / THIRD QUARTER / 2004 / 95

A. ASTANEH-ASL STEEL PLATE SHEAR WALLS, Proceedings, U.S.-Japan Partnership for Advanced Steel Structures, U.S.-Japan Workshop on Seismic Fracture issues in Steel Structures, February 2000, San Francisco.

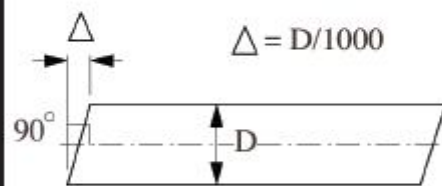




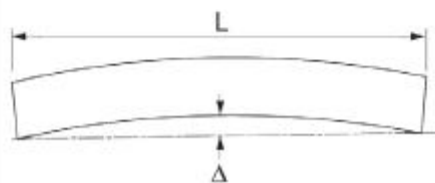
In accordance with the appropriate tolerances standard given in Table 2.1

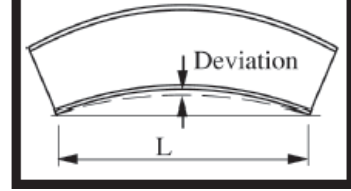
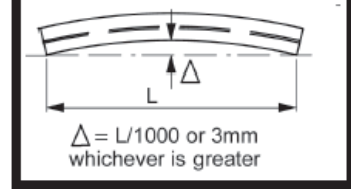
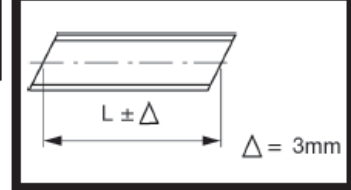
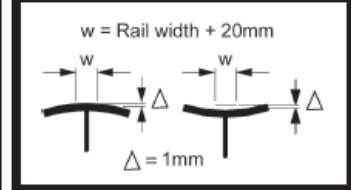
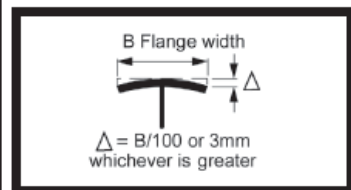
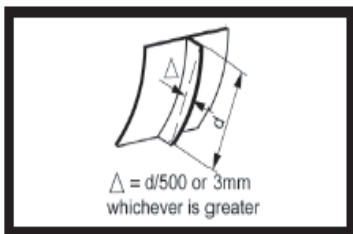
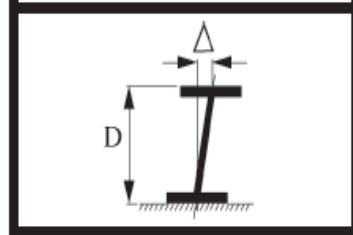
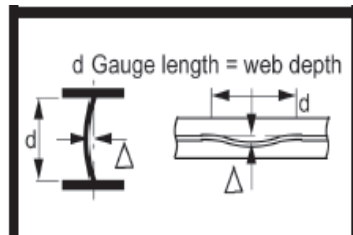
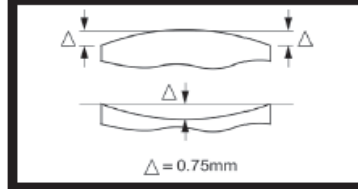
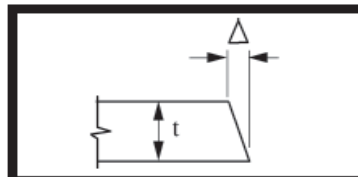
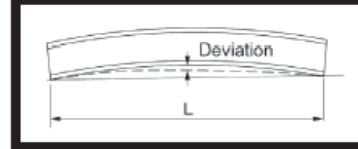
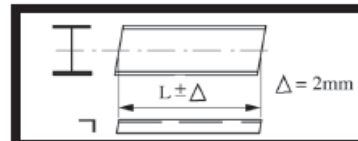
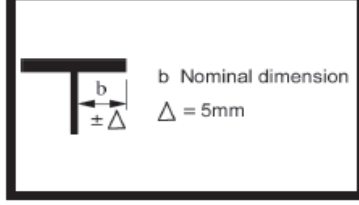
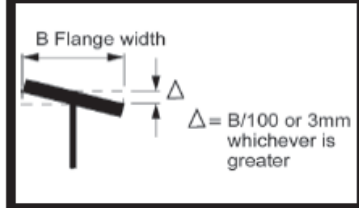
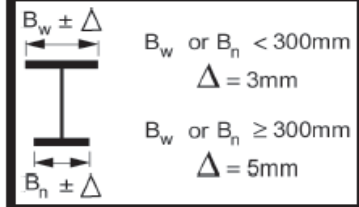
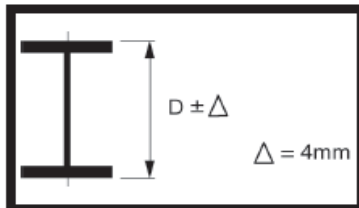


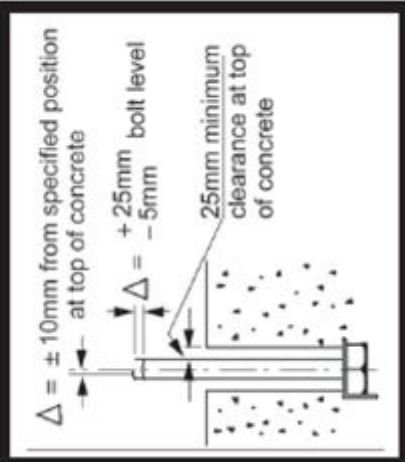
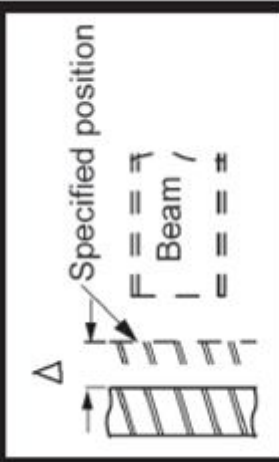
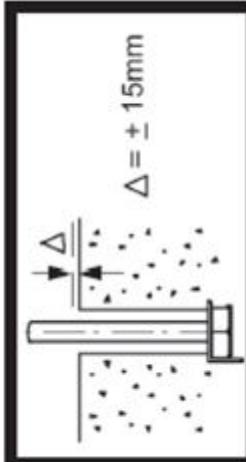
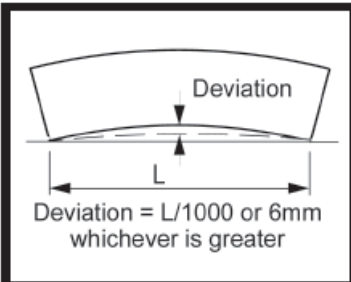
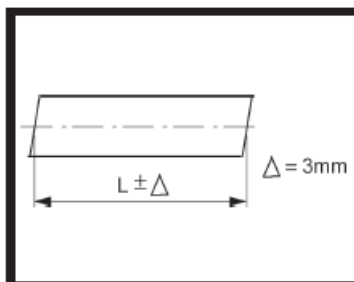
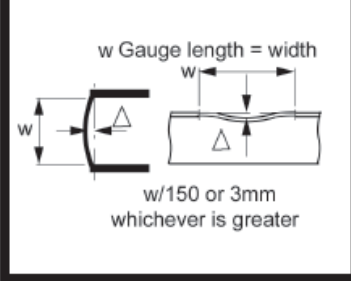
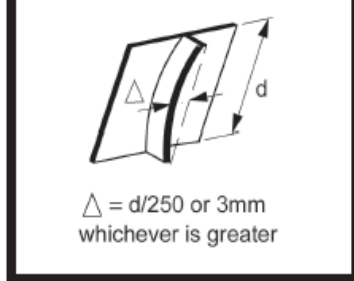
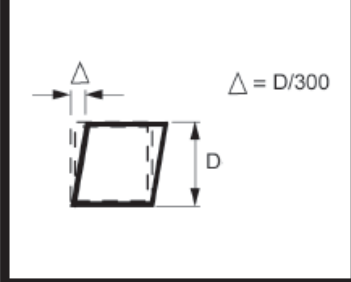
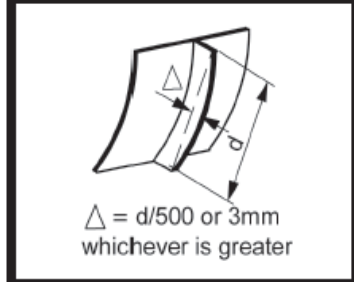
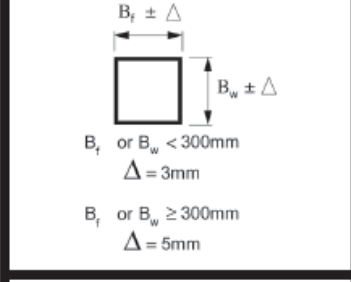
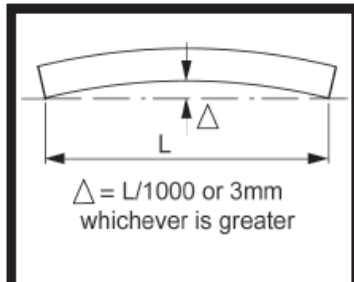
Plan or elevation of end

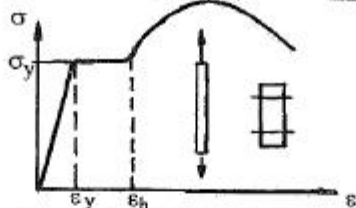
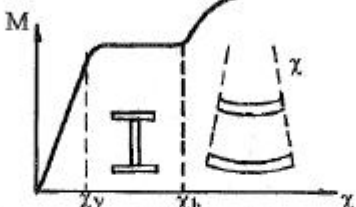
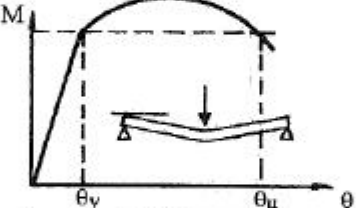
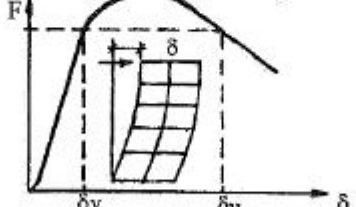
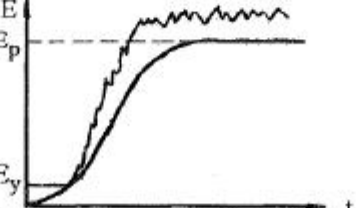


Plan or elevation







DUCTILITY TYPE	SCHEME	DEFINITION
MATERIAL DUCTILITY (deformation ductility)		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u - \epsilon_y}{\epsilon_y}$
CROSS-SECTION DUCTILITY (curvature ductility)		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u - \chi_y}{\chi_y}$
MEMBER DUCTILITY (rotation ductility)		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y}$
STRUCTURE DUCTILITY (displacement ductility, kinematic ductility)		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y}$
ENERGY DUCTILITY (hysteretic ductility)		$\mu_E = \frac{E_p - E_y}{E_y}$

انواع شکل پذیری ها (DeMartino et al., 1992)