تقرير

مراجعة إنشائية لتصاميم مبنى سكني

جدول المحتويات

- **جدول المحتويات** ١
- **المقدمة** ٢
- **المعلومات المعطى للمراجعة** ٢
- **الأحمال المستخدمة في المراجعة** ٣
- **الاساسات** ٤
- **الاعمدة** ٦
- **الجسور** ٩
- **البلاطات** ١٠
- **الملحقات** ١٣

❖ المقدمة:-

يعرض هذا التقرير نتائج مراجعة المخططات والتصاميم الانشائية للعمارة السكنية وبيان العناصر الانشائية الغير محققة انشائياً وذالك وفق متطلبات الكود السعودي لتصميم الانشائي SBC 304

١- هدف الدراسة:

الهدف من هذه الدراسة مراجعة جميع المخططات والتصاميم وجميع المؤثرات الانشائية على العناصر وبيان حالة جميع العناصر من حيث المقاومة والتحقيق لمتطلبات التصميم وتوضيح العناصر الغير محققة وماهي الحلول الممكنة واللازم عملها لتفادي حدوث المشاكل والاثار في المستقبل

٢- بيانات المشروع

المشروع عبارة عن مشروع من الخرسانة المسلحة

المالك	امل محمد علي باصره
نظام البناء	عمارة سكنية
عدد الأدوار	مواقف +٤ طوابق متكررة + ملحق علوي
رقم القطعة	٥١
رقم المخطط	٤١٦/ج/س
الحي	بريمان
المدينة	جدة

❖ المعلومات المعطى للمراجعة :-

١- مرفقات معلومات المبنى

- المخططات المعمارية الذي تم تصميمها في 2021 من قبل مكتب هندسي والمرفق نسخة منها في الملحقات
- المخططات الانشائية الذي تم تصميمها في 2021 من قبل مكتب هندسي والمرفق نسخة منها في الملحقات
- مخططات تنفيذية تم رفعها من الموقع حسب ما هو منفذ مخططات ابعاد مقاطع ومناسيب وابعاد بين المحاور والمرفق نسخة منها في الملحقات
- تقرير فحص التربة والمرفق نسخة منها في الملحقات
- بعض اختبارات الخرسانة لبعض العناصر الانشائية ومرفق نسخة منها في الملحقات

٢ – معلومات عامة مستنتجة من المرفقات

- المخططات التنفيذية ليست متطابقة مع المخططات المعمارية والمخططات الانشائية من حيث الابعاد ومن حيث بعض العناصر
وحيث ان المخططات التنفيذية تعطي الابعاد والمناسيب بين الأدوار فقط فهي تعتبر ناقصة
لذالك تم اخذ المناسيب بين الأدوار والابعاد من المخططات التنفيذية حسب الطبيعة وباقي المعلومات من حيث الاستخدام الوظيفي وأماكن الجدران والقواطع تم اخذها من المخططات المعمارية والتسليح للمقاطع تم اخذها من المخططات الانشائية
- عمق التاسيس $1.7\ m$ وذالك بنائاً على تقرير التربة المرفق
- قدرة تحمل التربة حسب التقرير المرفق $\mathbf{q = 160\ kN/m^2}$
- بالنسبة لتقارير اختبارات ضغط الخرسانة هناك نوعان من التقارير من شركتين مختلفتين شركة إبيان للخرسانة وشركة سديم للخرسانة فالاختبارات من شركة ابيان تعطي اجهاد ضغط الخرسانة عند 7 أيام وعند 28 يوم وموضح نوع العنصر المستخدم فيه الخرسانة بينما الاختبارات من مصنع سديم للخرسانة تعطي اجهاد ضغط الخرسانة عند 7 أيام فقط وغير موضح أي العنصر المستخدم فيه

- وحيث المقاومة الذي يعطيها الاختبارات هي مقاومة مكعبية بينما المستخدمة في التصميم هي مقاومة اسطوانية والذي تساوي تقريبا $(0.85 - 0.83)$ من المقاومة المكعبية
- ومن خلال فحص ومراجعة الاختبارات تم الاستنتاج
- المقاومة الاسطوانية للبشة $f'_c = 34\ MPa$
- المقاومة الاسطوانية لباقي العناصر $f'_c = 30\ MPa$

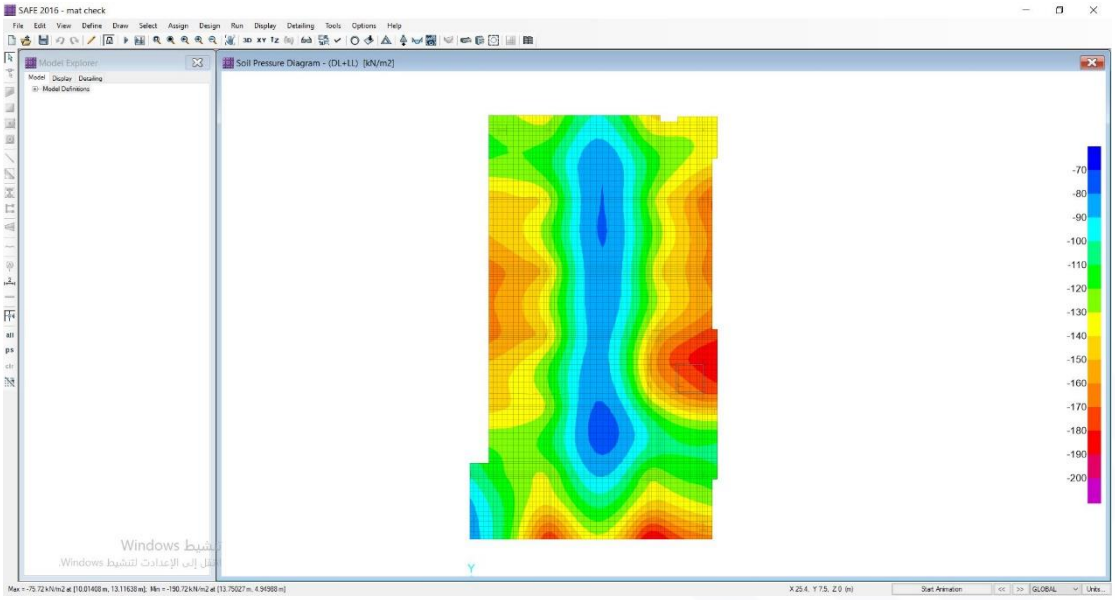
❖ الأحمال المستخدمة في المراجعة

- احمال الجدران الخارجية $\mathbf{W_u = 16\ kN/m}$
- احمال القواطع الداخلية $\mathbf{W_u = 11\ kN/m}$
- الأحمال الحية في المباني السكنية $\mathbf{W_u = 2\ kN/m^2}$
- الأحمال الميتة لتشطيبات للادوار السكنية $\mathbf{W_u = 2.3\ kN/m^2}$
- الأحمال الميتة لتشطيبات السطح الأخير $\mathbf{W_u = 2.5\ kN/m^2}$
- حمل جدران البراويز التجميلية في الواجهة $\mathbf{W_u = 5\ kN/m}$

❖ الاساسات

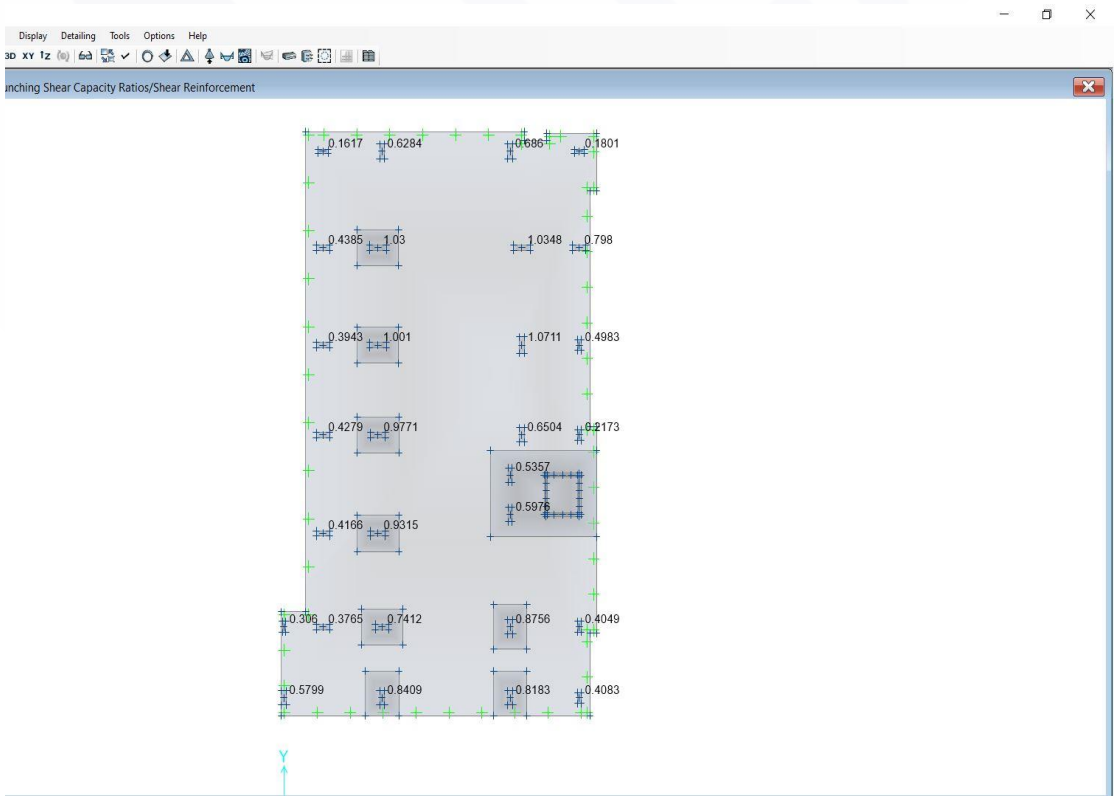
تم إعادة نمذجة المبنى بستخدام برنامج الايتاب وتم سحب النموذج الى برنامج السيف والتحقق من الاساسات وكانت النتائج كتالي :

١- تحقيق الاساسات للإجهادات من حيث قدرة تحمل التربة المصعدة وهي في حدود الأمان كما في الصورة (١)



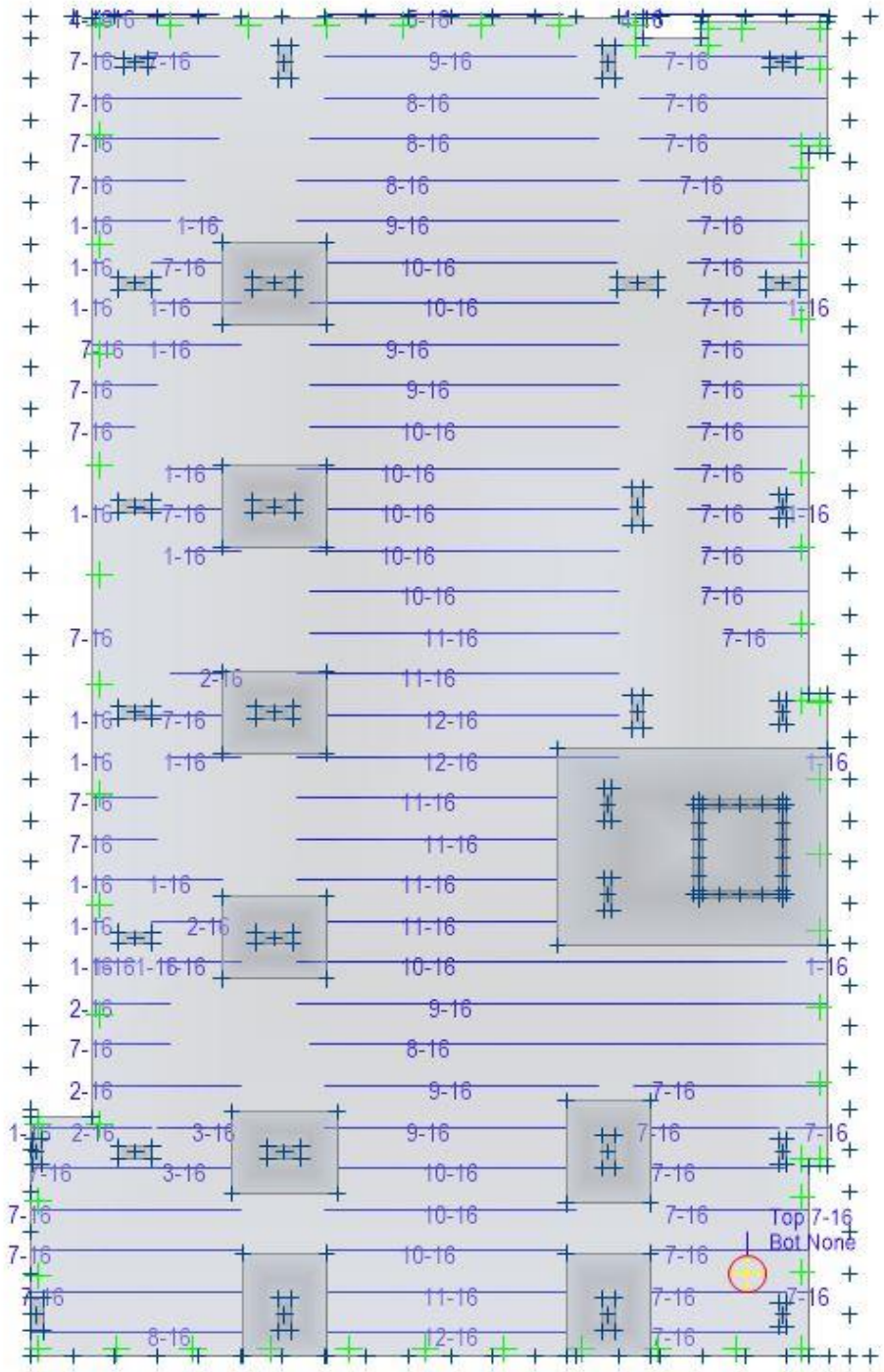
صورة (١)

٢- تحقيق سماكة اللبشة لقص الاختراق حيث يوجد بعض الاعمدة نسبتها في الحدود الحرجة حدود الواحد ولكن لا اشكال في ذالك كما في الصورة (٢)



صورة (٢)

٣- عدم تحقيق التسليح الانشائي العلوي في اتجاه محور X حسب المخططات الانشائية الأصل حيث نتج انه يحتاج في الطبقة العلوية في اتجاه X الى تسليح اكثر من المستخدم كما هو موضح في الصورة (٣) وفي هذا الحالة افضل الحلول يتم استخدام مواد خفية في القواطع والجدران والتشطيبات بحيث يقل الاحمال على الاساسات وتكون في حالة الامان

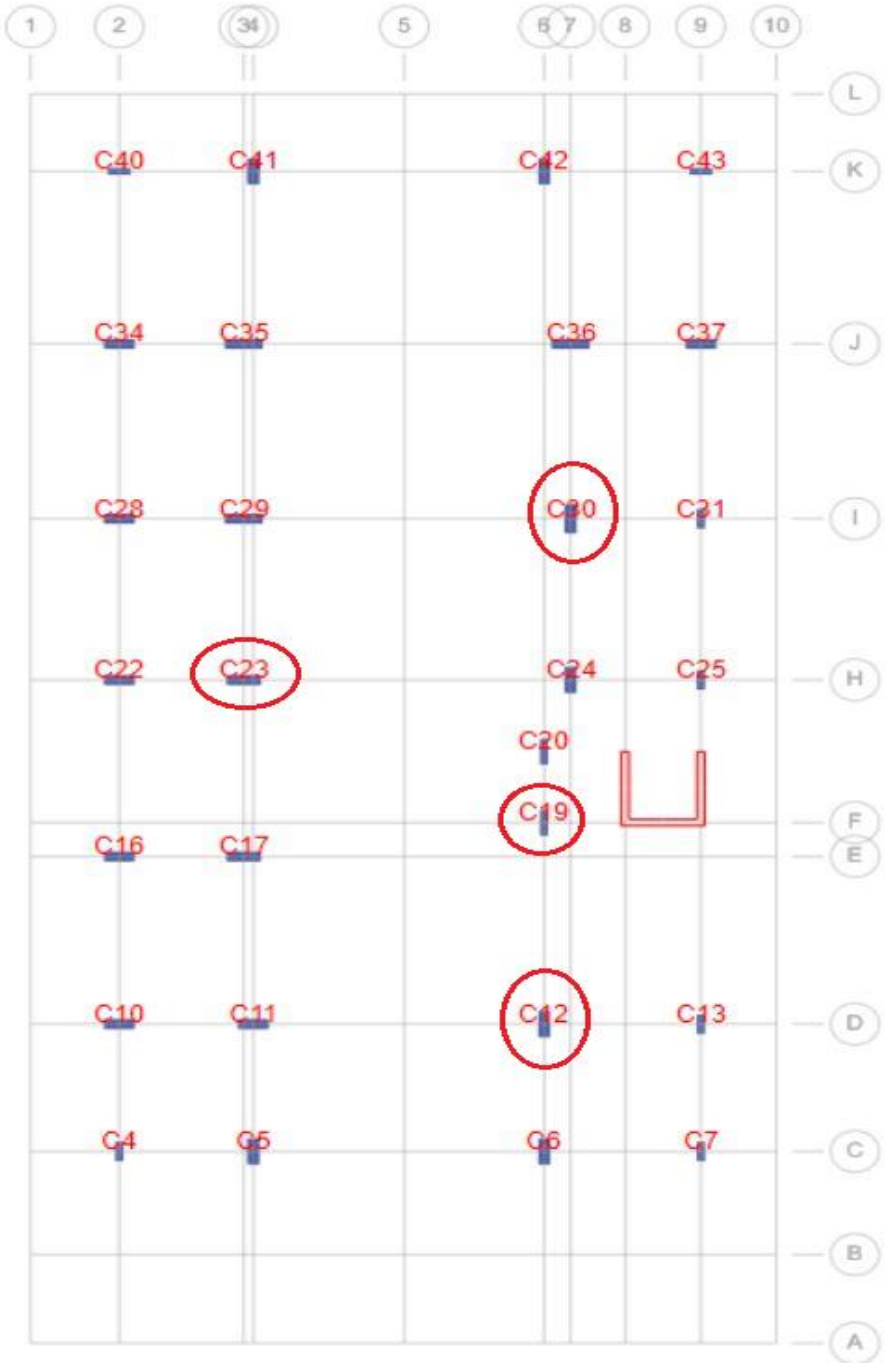


صورة (٣)

❖ الاعمدة

تم استخراج النتائج من برنامج الايتاب والتحقق من الاعمدة بستخدام شيتات في برنامج الاكسل

وكانت أغلب الاعمدة محققة هناك عدم تحقيق في بعض الاعمدة وسيتم التوضح فيها والمعلم عليها في الصورة (٤)



صورة(٤)

١- في رقاب الاعمدة

العمود C_{30}

- مقطع العمود $300mm * 900mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 16Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 26Ø16

العمود C_{23}

- مقطع العمود $300mm * 900mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 16Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 18Ø16

العمود C_{12}

- مقطع العمود $300mm * 800mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 14Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 16Ø16

٢- في أعمدة الدور الأرضي

العمود C_{30}

- مقطع العمود $300mm * 900mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 16Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 24Ø16

العمود C_{23}

- مقطع العمود $300mm * 900mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 16Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 18Ø16

العمود C_{12}

- مقطع العمود $300mm * 800mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 14Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 16Ø16

٣- في أعمدة دور الملحق

العمود C_{19} وهو العمود الذي تم تغير اتجاه العمود الى الاتجاه الاخر

- مقطع العمود $200mm * 600mm$
- التسليح المنفذ في الطبيعية 8Ø16
- التسليح الناتج في التصميم 14Ø16

نلاحظ ان هناك أعمدة غير محققة فيجب عمل الاتي

- يجب إحضار شركة مختصة في فحص الخرسانة الى الموقع وعمل الاختبارات اللزمة للاعمدة الذي فيها المشكلة بحيث يتبين حالتها الحقيقية
- اذا القواطع الداخلية والتشطيبات في المبنى لم تنفذ بعد يجب مراجعتها بحيث يتم تغيرها الى سماكات قليلة ومواد خفيفة الوزن بحيث يقل الاحمال على العناصر الانشائية
- بعد التأكد من الاعمدة بالإمكان عمل تقميص للأعمدة لحل المشكلة
- بالنسبة للاعمدة الذي تم تغيرر اتجاهها في دور الملحق يجب التاكد من سنترة العمود مع العمود الأسفل منه وان كان هناك انزياح يتم قياسة وعمل التحريات اللازمة بنائاً على ذالك

❖ الجسور

تم التحقق من جميع الجسور فكانت الجسور محقق ماعدى الجسر المخفي والجسر التحويلي يوجد عليها ملاحظات

أولا:-

الجسر المخفي غير موجود في المخططات الأصل بينما المقاول قام باستحداثه وتم الغى جسور الكوابيل والجسر الرابط خلالها في طرف البرندات وبالرجوع الى الكود في $Table\ 9.5\ (a)$

والمرفق صورة في الملحقات والذي يوضح اقل سماكة للجسر لمقاومة الترخيم فإذا كان لدينا

- طول الجسر $7.7m$
- اقل سماكة لمقاومة الترخيم

$$\frac{L}{21} = \frac{7.7}{21} = 0.37m$$

- السماكة المستخدمة للجسر $0.30m$
- نلاحظ ان الجسر غير محقق لسماكة لمقاومة الترخيم وحيث انه غير معلوم التسليح يجب إحضار شركة مختصة في فحص الخرسانة الى الموقع وعمل الاختبارات للجسر المخفي والتاكد من تسليحة وهل هو كافي لمقاومة الترخيم

ثانيا:-

الجسر التحويلي وهو الجسر الموجود في الدور الأرضي والذي يحمل العمود المزروع

عن طريق اجرى التحليل التتابعي واستخراج النتائج عن طريق برنامج الايتاب كانت النتائج على الشكل التالي

- العزم التصميمي $M_u = 352.44\ kN.m$
- القص $V_u = 236.22\ kN$
- عزم الالتوى $M_u = 36.30\ kN.m$
- طول الجسر $L = 5.9m$
- ابعاد مقطع الجسر $600mm * 600mm$
- التسليح المستخدم $8Ø16$

فاذا تم التحقق من الجسر هل هو جسر عميق Deeb beam او جسرعادي

$$\frac{L}{h} = \frac{5900}{600} = 9.83$$

يتضح ان الجسر ليس جسر عميق وانما جسر عادي

فباستخدام المعادلات للجسر العادي ينتج التسليح $7Ø16$ ويعتبر محقق

بينما اذا تم اعتبار الجسر عميق كونه جسر تحويلي ويحمل عمود مزروع فباستخدام معادلات الجسر العميق ينتج التسليح 16 Ø 10 ويكون الجسر غير محقق

❖ البلاطات

جميع البلاطات المستخدمة في المشروع بلاطات فطرية ***Flat slab***

١- التحقق من الترخيم في البلاطة

تم تحليل وتصميم البلاطة بستخدام برنامج السيف والتحقق من الترخيم طويل الأمد ***Long term deflection***

فكانت النتائج كنالي

- الترخيم طرف البرندات **33.3mm**
- الترخيم وسط البلاطة **37.85mm**

والترخيم المسموح به حسب ***Table 9.5 (b)***

- الترخيم المسموح طرف البرندات

$$\frac{L}{240} = \frac{1500}{240} = 6.25mm$$

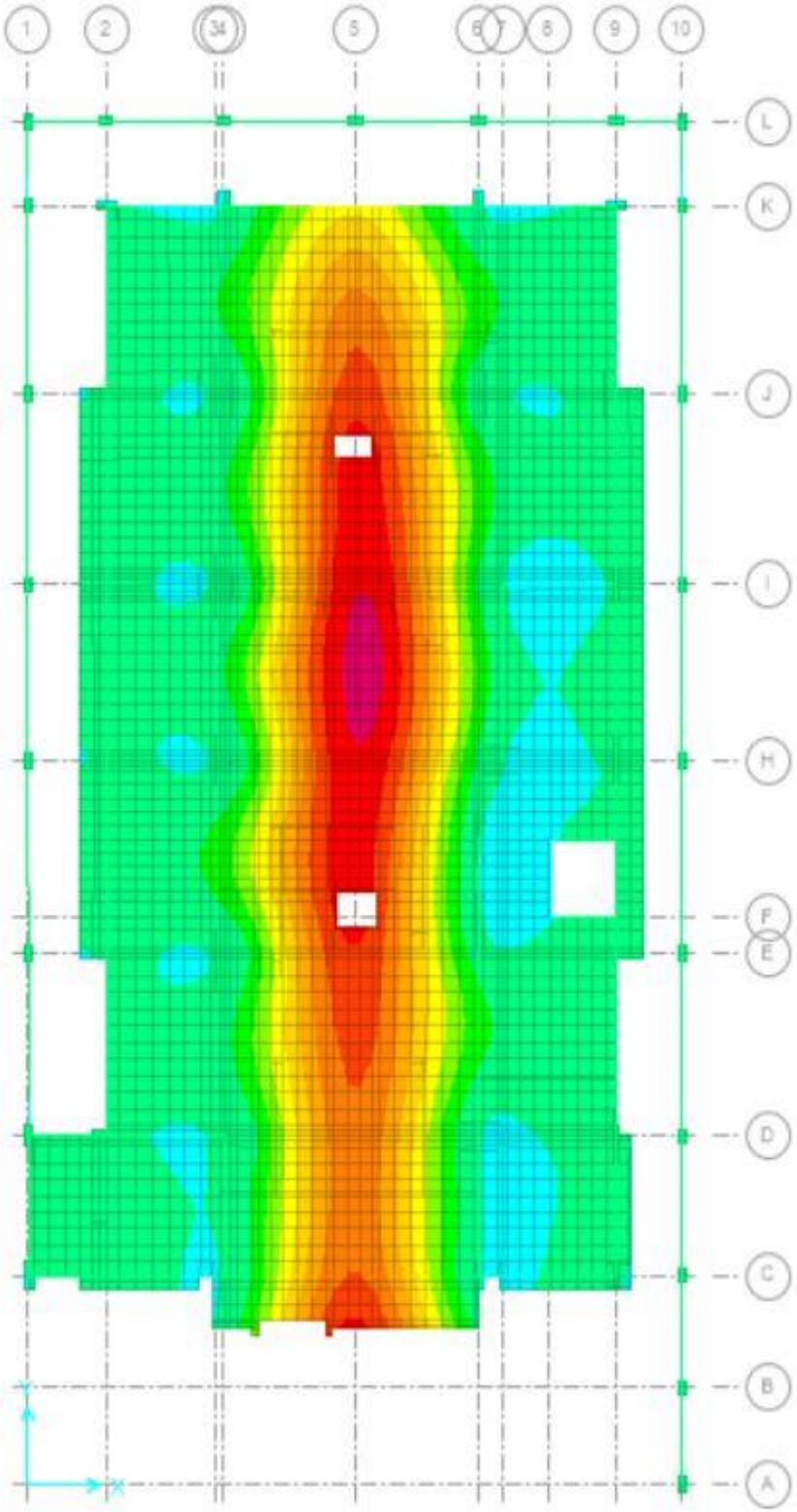
- الترخيم المسموح وسط البلاطة

$$\frac{L}{480} = \frac{7700}{480} = 16.04mm$$

لاحظ ان الترخيم في البلاطة غير محقق بنسبة كبيرة جدا مما يؤدي هذا الترخيم والانحناء الى شروخ وتصدعات في الجدران العلوية والسفلية للبلاطات والذي قد يزيد مع زيادة التحميل ومرور الزمن فهناك حلول يمكن استخدامها لحل المشكلة منها

- اذا القواطع الداخلية والتشطيبات في المبنى لم تنفذ بعد يجب مراجعتها بحيث يتم تغيرها الى سماكات قليلة ومواد خفيفة الوزن بحيث يقل الاحمال على البلاطة فيقل الترخيم
- عمل تدعيم للبلاطة بأعمدة مائلة وأعمدة داخلية اذا امكن لذالك
- او عمل تدعيم بجسور معدنية كونها ذات مقاطع صغيرة وغير مشوه للجمال المعماري

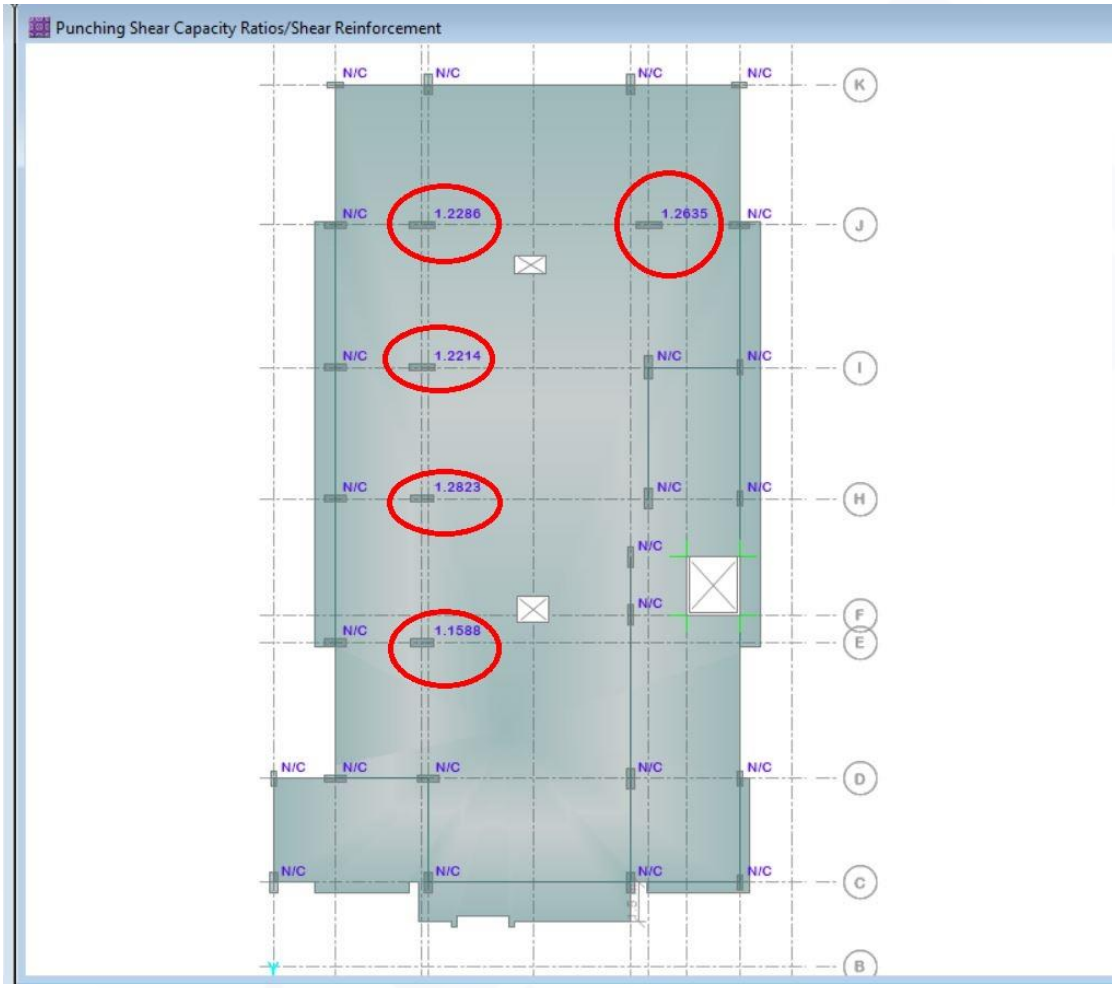
والصورة (٦) توضح شكل الترخيم طويل الأمد في البلاطة



صورة (٦)

٢- التحقق من قص الاختراق

من خلال الصورة (٧) نلاحظ ان البلاطة أيضا غير محقق لقص الاختراق مما يحتاج الى التدعيم بسقوط عند الاعمدة المعلم عليها في الصورة



صورة (٧)

الملحقات

TABLE 9.5(a)
MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE COMPUTED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

1) Span length ℓ is in mm.
2) Values given shall be used directly for members with normal weight concrete (w_c=2300 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement for other conditions, the values shall be modified as follows:
   a) For structural lightweight concrete having unit weight in the range 1500-2000 kg/m^3, the values shall be multiplied by (1.65 - 0.0003 w_c) but not less than 1.09, where w_c is the unit weight in kg/m^3.
   b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by (0.4 + f_y/700).

TABLE 9.5(b)
MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to non-structural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)**	$\ell/480^\dagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

** Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

† Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.