بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

فرحات عبد المنعم عبد اللطيف العسيلي موفق عادل عبد المنعم أبو زينة

يوسف غالب عبده الهيموني

إشراف :

د. ماهر عمرو .

فلسطين - الخليل

أيار ٢٠٠٦م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

فرحات عبد المنعم عبد اللطيف العسيلي موفق عادل عبد المنعم أبو زينة

يوسف غالب عبده الهيموني

إشراف :

د. ماهر عمرو .

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

على التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمبنى متعدد الطوابق

فريق العمل

فرحات عبد المنعم العسيلي موفق عـادل أبوزيـنـــه

يوســـف غالب الهيموني

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنـة الممتحنـة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعماريـة في كليـة الهندسـة والتكنولوجيـا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع **توقيع رئيس الدائرة**

د.ماهر عمرو **د.نبيل الجولاني**

أيار – ٢٠٠٦

إهداء

وتهفو النفوس إلى أن تُـهدي ....
لتُودع فيما تُهدي قطعة منها....
وتحُس أنها متجهة إلى هناك....
إلى صمود الجِد .... و سمو الأمل ...

و إصـــــرار الإرادة الـتي لا تكـــل

إلى أولئك ...

و شعور الواجب المتدفق نحوهم ....
و اشتياق الاتصال الدائم بهم ....
و الحنين المحرق للالتقاء بهم ....
إلى من هم أكرم منا جميعا .... إلى الشهداء...

ثم هذا الجيل الصاعد...

إلى الشباب في ربوعه
حيث لزام الانتماء الأصيل
يشدنا أن نقف دوما معه.... بالتقدير و العرفان

إلى أساتذتنا الأفاضل الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتنير الدرب للآخرين .
الى النبع ... الى الفيض...الى الدمع الصبّاب من عينيها....

إلى الام.... إلى نورها المشع..... الى الوالد الحاني....

الى الإخوة .... الى الأهل .... الى الأحبة ....

إليكم جميعا أحبتنا نـهدي هذا الجهد المتواضع

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق أولا ثم لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبت ينعه وزاد حصاده الى الشكل الذي هو عليه، الى :

- **جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناة الغد.**

- **جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.**

- **مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم في توفير الكتب الخاصة بالمشروع.**

- **لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء.**

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى متعدد الطوابق بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

. فريق العمل

موفق عادل أبو زينه فرحات عبد المنعم العسيلي

يوسف غالب الهيموني

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠٠٦م

إشراف

الدكتور ماهر عمرو

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل اللازمة لمجمع تجاري متعدد الاستخدامات والذي يقع في مدينة الخليل.

و هذا المشروع مكون من ثلاثة عشر طابقا و يحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة،و قد صمم هذا المركز على احدث الطرز المعمارية، فبالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان ، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة مرتادي هذا المركز .

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية،ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر،ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع،و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Structural Design and Details of a Multi story Building

Project Team

Mowafaq Adel Abu-zeineh Farhat Abd. Almune'm Osaily

Yousef GH. Al-Haimouni

Palestine Polytechnic University-2006

Supervisor

Dr. Maher Amro

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a multi story building in the center of Hebron city.

This building consists of thirteen floors and it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code-02.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

Table of Contents

الفهرس

		رقم الصفحة
	صفحة العنوان الرئيسية	i
	صفحة	ii
	صفحة الإهداء	iii
	صفحة الشكر والتقدير	iv
	صفحة الملخص باللغة العربية	v
	صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vi
	الفهرس	vii

		رقم الصفحة
الفصل الأول	المقـدمـة	
١-١	تمـهـيـد	٣
٢-١	مشكلة البحث	٤
٣-١	الهدف من المشروع	٤
٤-١	أسباب اختيار المشروع	٥
٥-١	نطاق المشروع (حدود المشروع)	٦
٦-١	خطوات المشروع (إستراتيجية الدراسة)	٦
٧-١	محتويات المشروع	٨
الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	١٠
١-٢	لمحة عامة عن المشروع	١٠
٢-٢	المشروع المقترح	١١
٣-٢	موقع المشروع	١٢
	٢-٣-١ أهمية الموقع	١٣
٤-٢	توزيع عناصر المشروع	١٤
	٢-٤-١ مواقف السيارات	١٥
	٢-٤-٢ المحال التجارية	١٥

	٢-٤-٣ السوبر ماركت	١٧
	٢-٤-٤ المطعم	١٧
	٢-٤-٥ المكاتب	١٧
	٢-٤-٦ البرج الإداري	١٨
٢-٥	الحركة	١٨
٢-٦	الواجهات	٢٠
٢-٧	التعديلات التي جرت على المبنى	٢٣
الفصل الثالث	وصف العناصر الإنشائية	٢٦
٣-١	مقدمة	٢٧
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢٨
٣-٣	الأحمال	٢٩
	٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة	٢٩
	٣-٣-٢ الأحمال الثانوية(غير المباشرة)	٢٩
	٣-٣-١-١ الأحمال الميتة	٣٠
	٣-٣-١-٢ الأحمال الحية	٣١
	٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية	٣٢
٣-٤	العناصر الإنشائية	٤٦
	٣-٤-١ العقدات	٤٨
	٣-٤-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs)	٤٧
	٣-٤-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٥٠
	٣-٤-٢ الجسور	٥٠
	٣-٤-٣ الأعمدة	٥١
	٣-٤-٤ الجدران الحاملة (جدران القص):	٥٢
	٣-٤-٥ الأساسات	٥٣
	٣-٤-٦ الجدران الإستنادية	٥٤
	٣-٤-٧ فواصل التمدد (Expansions Joints)	٥٤
٣-٥	برامج الحاسوب المستخدمة	٥٥
الفصل الرابع	التحليل الإنشائي	٥٦
4.1	**Introduction**	٥٨
4.2	**Design of ribs (R3,R12)**	٥٩

٥٩	**Determination of thickness of ribbed slabs (T section)**	**4.2.1**
٦٠	**Load Calculations (T section)**	**4.2.2**
٦٠	**Design of topping**	**4.2.3**
٦٢	**Rib Design (R3) in the first basement floor**	**4.2.4**
٧٠	**Deflection limitation**	**4.2.5**
٧١	**Determination of thickness of ribbed slabs (I section)**	**4.2.6**
٧٢	**Load Calculations (I section)**	**4.2.7**
٧٣	**Design of topping**	**4.2.8**
٧٥	**Rib Design (R12) in the first basement floor**	**4.2.9**
٨٣	**Deflection limitation**	**4.2.10**
٨٤	**Beam Design (B18) in fifth floor**	**4.3**
٩٥	**Design of One Way Solid Slab**	**4.4**
١٠٧	**Design of column**	**4.5**
١٠٩	**Design of Isolated Footing**	**4.6**
١١٤	**Design of combined footing**	**4.7**
١٢٠	**Design of Strip Footing**	**4.8**
١٢٣	**Design of Retaining Wall**	**4.9**
١٢٦	**Design of Stairs**	**4.10**
١٣٢	**Design of Shear wall**	**4.11**
	المخططات الإنشائية	**الفصل الخامس**
	النتائج و التوصيات	**الفصل السادس**

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load

- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

الفصل الأول

المقدمة

(١-١) تمـهـــيد

(١-٢) مشكلة البحث

(١-٣) الهدف من المشروع

(١-٤) أسباب اختيار المشروع

(١-٥) نطاق المشروع (حدود المشروع)

(١-٦) خطوات المشروع (إستراتيجية الدراسة)

(١-٧) محتويات المشروع

الفصل الأول

المقدمة

في ظل النمو الاقتصادي الذي تشهده مدينة الخليل ،والذي يضمن توفير الرفاهية لمواطن وتهيئة كل سبل الحياة الكريمة له بكل متطلباتها ، ونظرا لما لوحظ خلال السنوات القليلة الماضية من ازدياد مضطرد طرأ على رغبة المستثمرين في إقامة مشاريع المجمعات والمراكز التجارية بكافة مستوياتها ، وهذه الزيادة وان دلت على شيء فإنما تدل على مدى الانتعاش الذي تعيشه الأسواق في جميع المدن الفلسطينية نتيجة الانفتاح الاقتصادي اللا محدود على الأسواق العالمية.

ولأن المراكز التجارية باتت واحدا من أهم المعالم الرائدة والحيوية خلال الأعوام الأخيرة ،نظرا للدور الذي لعبته في تنشيط الحركة التجارية ؛كان لابد من الاهتمام باختيار مجمع تجاري وتصميمه من الناحية الإنشائية وعمل دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي للعناصر المختلفة المكونة لهذا المبنى وتصميمها بحيث يصبح المبنى قادرا على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه.

١-١ تمـهـــــيد :-

لم يعد المتجر مجرد فراغ يتم داخله تداول السلع ، بل أصبح المركز التجاري بتكوينـــه واحدا من أهم عناصر الجذب و الدعاية ، فظهرت المراكز التجاريـــة الضـــخمة بتكوينـــات معمارية عديدة لتضفي على المدينة رونقها و طابعها المعماري الحديث خصوصا في ظـــل سياسة التوسع العمراني الرأسي ؛بسبب ارتفاع أسعار الأراضي و قلة المساحات المتوفرة في مراكز المدن ، فقد وقع اختيارنا على تصميم مركز تجاري إنشائيا ،حيث من المقترح تنفيذ هذا المشروع في مركز مدينة خليل الرحمن على قطعة من الأرض تبلغ مساحتها ٥٣٠٠ م^{٢} و هذا المشروع عبارة عن مجمع تجاري مكون من ١٣ طابقا متعدد الخدمات و ذو طـــراز معماري مميز فهو يلبي كافة المتطلبات المعمارية الخاصة في التصميم من حيـــث موقـــع المشروع و توفير الساحات و المساحات اللازمة لمختلف النشاطات و توفير جميع مستلزمات المتسوق ، و قد صمم هذا المشروع معماريا الطالبان وهما خليل يوسف أبو عرام و زيـــاد عوده عوض كمشروع تخرج تحت إشراف د.عماد محيي الدين العسال في جامعة بوليتكنك فلسطين .

١-٢ مشكلة البحث :-

المشروع عبارة عن تصميم مجمع تجاري إنشائيا يشمل كافة العناصر الإنشائية من حيث دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة وكذلك تحليل وتصميم كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران قص وأعمدة وعقدات ، وتجهيز كافة المخططات التنفيذية الكاملة.

١-٣ الهدف من المشروع :-

يمكن توضيح الهدف من المشروع بثلاث نقاط:

١. التصميم الإنشائي المتكامل لمجمع تجاري . وبناءً عليه يتم تجهيز المخططات الكاملة للمشروع ليكون جاهزا لحيز التنفيذ بحيث لا يتعارض ذلك مع توفير جو التسوق المريح للزبائن، والمحافظة على عناصر الحركة الرأسية والأفقية.

٢. إظهار القدرة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في المشروع.

٣. تطبيق المعلومات التي تمت دراستها في مساقات التصميم المختلفة، ووضعها في مشروع متكامل وكذلك ربط كل منها بالأخرى .

١-٤ أسباب اختيار المشروع :-

١. اكتساب المهارة في القيام بتصميم مبنى ضخم متعدد الطوابق والفعاليات ومتعدد العناصر الإنشائية ، ومعرفة كافة التفاصيل الإنشائية له والحلول الممكنة لها.
٢. ازدياد الطلب في الآونة الأخيرة من قبل المستثمرين على بناء المجمعات التجارية بكافة مستوياتها.

١-٥ نطاق المشروع (حدود المشروع) :-

١. تقتصر الدراسة على إجراء التصميم الإنشائي لمبنى المجمع التجاري بما يحويه من تصميم للإنشاءات الخراسانية ، بالإضافة الى عمل التغييرات المعمارية الضرورية لسلامة المشروع إنشائيا بحيث يتوافق ذلك مع العناصر المعمارية والجمالية لهذا المجمع .

٢. لن يتم التطرق للتصميم الميكانيكي أو الكهربائي للمبنى .

٦-١ خطوات المشروع (إستراتيجية الدراسة) :-

١. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمجمع .

٢. إدخال التعديلات المعمارية اللازمة للمبنى

٣. دراسة الآلية الأنسب لتوزيع الأعمدة مع عدم تعارضها مع العناصر المعمارية المختلفة وتجنب التأثير عليها قدر المكان .

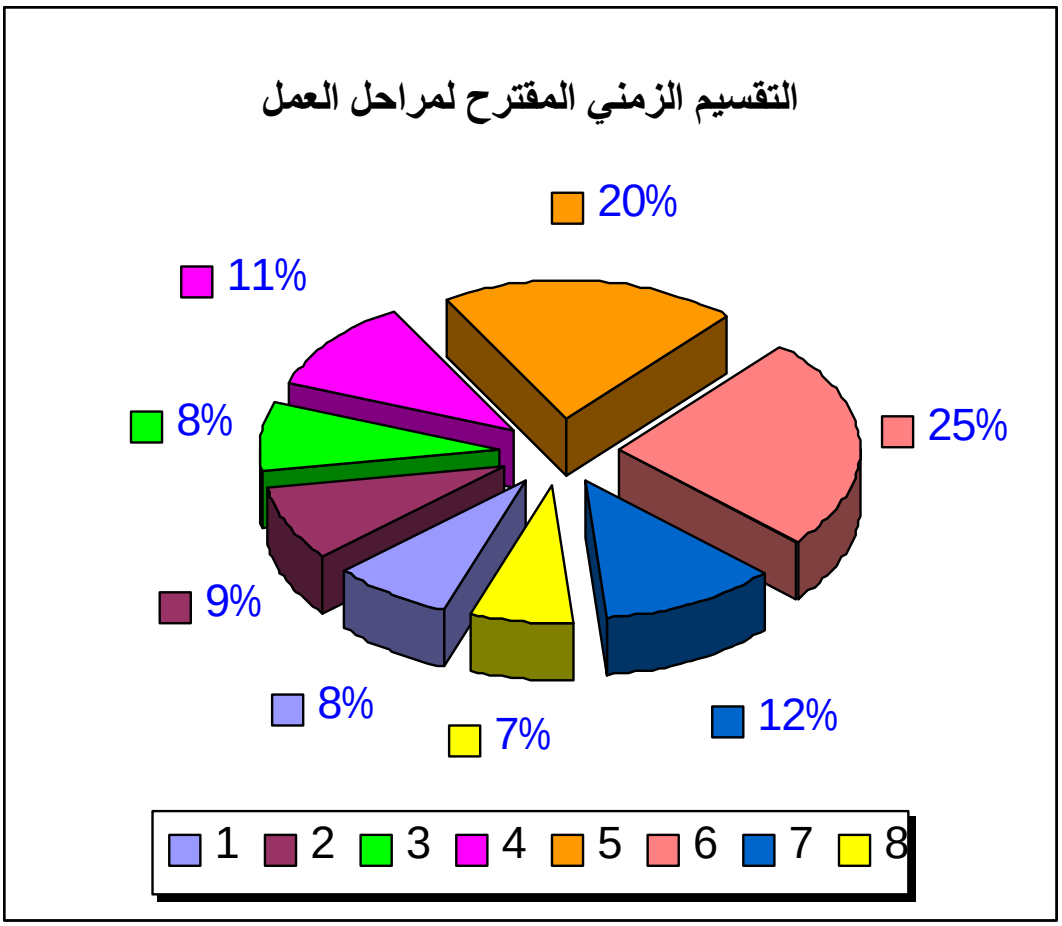
٤. دراسة المبنى إنشائيا بهدف تحديد أنواع العناصر الإنشائية ، وكذلك تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأنسب بناءً على أسس علمية .

٥. عمل التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

٦. التصميم الإنشائي لهذه العناصر بما تحويه من إنشاءات خراسانية.

٧. إعداد المخططات التنفيذية للمشروع بشكل كامل وقابل للتنفيذ .

٨. عرض المشروع للمناقشة .



ملاحظة :- ١ - النسب المبينة في الشكل مبنية على أساس فترة زمنية مقدارها ٣٢ أسبوع

٢- الرقم المشار إليه في الشكل أعلاه يمثل رقم الخطوة في خطوات المشروع

١-٧ محتويات المشروع :-

الفصل الأول:-

مقدمة عامة عن المشروع ومراحل تطوره .

الفصل الثاني:-

الوصف المعماري للمشروع ، وإيضاح متطلبات التصميم المعمارية للمجمعات التجارية.

الفصل الثالث:-

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال وإستقرارية للمبنى .

الفصل الرابع:-

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية من عقدات وأعمدة وأعصاب وأساسات وجدران قص وغيرها .

الفصل الخامس:-

إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية وتسليحها .

الفصل السادس:-

النتائج والتوصيات .

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) لمحة عامة عن المشروع

(٢-٢) المشروع المقترح

(٢-٣) موقع المشروع

(٢-٤) توزيع عناصر المشروع

(٢-٥) التوزيع الوظيفي لعناصر المشروع

(٢-٦) الحركة

(٢-٧) الواجهات

(٢-٨) التعديلات التي جرت على المبنى

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

٢-١ لمحة عامة عن المشروع:

تقوم فكرة المشروع على أساس تصميم مركز تجاري حديث تراعى فيه جميع جوانب الراحة والخدمة للزبائن سواء فيما يتعلق بتوفير الوقت أو في سهولة الوصول للموقع بعيدا عن الاكتظاظ والازدحام الناجم عن أزمة السير، وكذلك توفير الراحة من خلال سلاسة الحركة من والى المجمع، وتوفير مواقف كافية للسيارات، ووجود كل ما يلزم المتسوق في مكان واحد مع الأخذ بعين الاعتبار جميع الرغبات والميول لجميع الفئات التي ترتاد المكان بما تتضمنه من عناصر الترفيه داخل المبنى سواء فيما يتعلق بالمطاعم وأماكن الألعاب الخاصة بالأطفال ومكتبات المطالعة وغير ذلك من الفعاليات المختلفة.

وفيما يتعلق بتوزيع الموقع العام وإخراج الكتل المعمارية للمبنى تم التصميم على أساس استغلال معظم ارض المشروع للبناء لان الهدف من البناء هو هدف تجاري ولا يحتاج إلى

ساحات وفراغات جمالية حول المبنى مع مراعاة القوانين والتشريعات المعمارية في ما يتعلق بالارتدادات الأمامية والجانبية. أما من ناحية الإخراج المعماري للكتل فقد روعي التركيز على إبراز الكتل المتعلقة بالمدخل الأمامي والخلفي للمشروع وذلك لأهميتها من حيث وقوعها على الشارع ودورها الهام في الجذب والدعاية للمشروع.

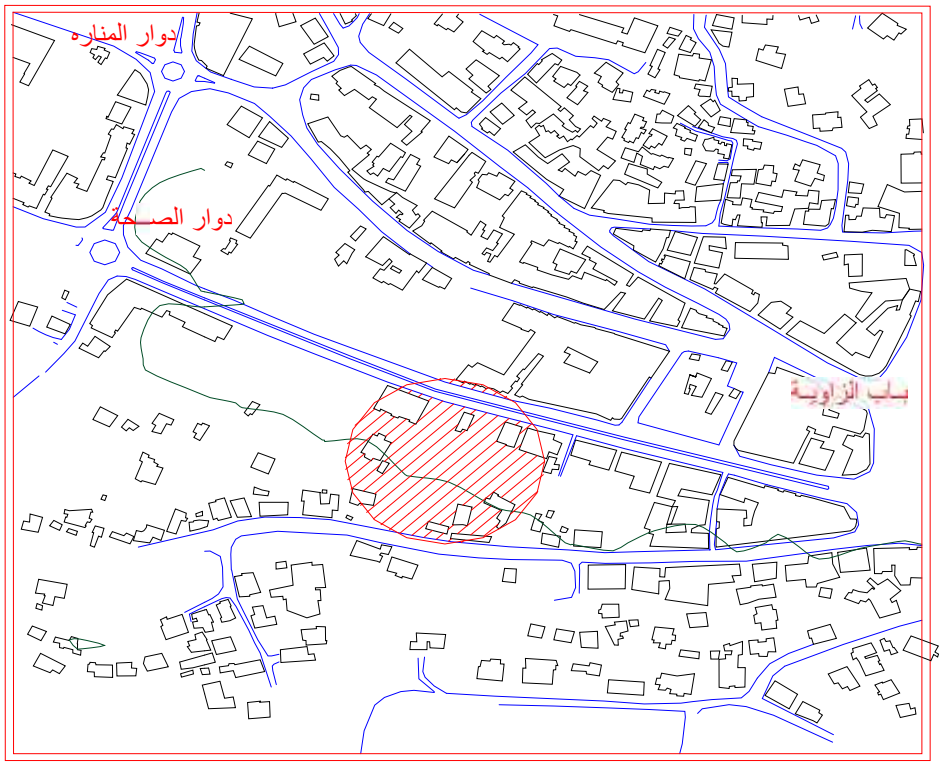
٢-٢ المشروع المقترح:

يتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر والتحليل الإنشائي لها وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهيكل الإنشائي للمبنى، وقد تم الحصول على المخططات المعمارية من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية، والتي قمنا بتعديلها وإعادة صياغتها بما يلائم ويوافق الاتزان الإنشائي مع المحافظة على الشكل والمظهر المعماري.

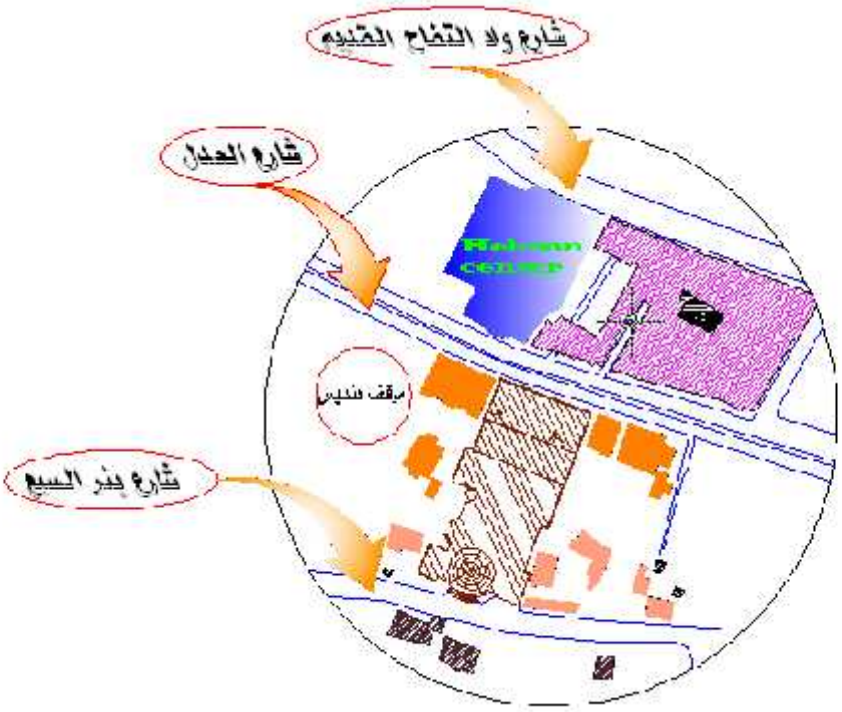
٢-٣ موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المقترحة للمشروع في منطقة باب الزاوية (موقف سيارات بلدة بطا) حيث يمر بها من الشمال شارع العدل ومن الجنوب شارع بئر السبع وتبلغ مساحة قطعة الأرض ٤٣٤٠ متر مربع، وتقع ضمن حوض رقم ٣٤٠١٤، وقطعة رقم ٨٦، ٨٨، ٨٩، ٩٠.

انظر الصورة (٢-١)،(٢-٢).



شكل (٢-١) : موقع المبنى في المدينة .



شكل (٢-٢) : موقع المبنى بالنسبة للشوارع المحيطة .

٢-٣-١ أهمية الموقع:

- ❖ وجود قطعة الأرض في قلب مدينة الخليل التجاري (منطقة باب الزاوية).
- ❖ تقع قطعة الأرض بالقرب من مواقف سيارات العديد من قرى محافظة الخليل ممـــا يوفر سهولة الوصول للموقع.

- وقوع قطعة الأرض بالقرب من العديد من العمارات التجارية القائمة، أو التي هـــي تحت التنفيذ مما يوفر الانسجام المعماري في حداثة التصميم.
- وقوع المشروع على اثنين من أهم الطرق في مدينة الخليل شـــارع العـــدل علـــى الحد الشمالي للقطعة وشارع بئر السبع على الحد الجنوبي للقطعة.
- إمكانية التصميم السهل لمواقف السيارات داخل الموقع وهو عنصر هام من عناصر التصميم.

صورة(٢-٣) موقع المشروع [3]

٢- ٤ توزيع عناصر المشروع:

يتكون المشروع المقترح من ١٢ طابق مقسمة الى طابقين مواقف للسيارات (كراجـــات) تحت منسوب سطح الأرض وثلاثة طوابق محال تجارية وطابق سوبر ماركت مع موقـــف

للسيارات وطابق مطعم وخدمات ترفيهية وخمسة طوابق مكاتب بالإضافة الى بـــرج إداري من طابق واحد، ويمكن تحليل عناصر المشروع كالتالي:

٢-٤-١ مواقف السيارات:

تعتبر مواقف السيارات من أهم النواحي التي يجب مراعاتها فـــي أي عمليـــة تصـــميم معماري ناجحة وخصوصا في تصميم المنشآت التجارية وذلك لكونها عنصر الـــربط بـــين المبنى ومحيطه حيث أن سلاسة الوصول الى المبنى التجاري ووجـــود مواقـــف الســـيارات الكافية هو عنصر الجذب الأول للمشروع وفي هذا المشروع تم التعامل مع هذه الناحية بدقة حيث تم توفير دورين لمواقف السيارات تحت منسوب سطح الأرض ويتم الوصـــول منهـــا واليها بواسطة منحدر ((Ramp)) يربط بينها وبين شارع العدل حيث إن هذا الشارع يحتل المكانة الرئيسية في ما يتعلق بالربط مع ارض الموقع، وذلك نظرا لحجم المرور فيه وكثافة المتسوقين في المنطقة المحيطة به، ولإنعاش حركة التسوق وإيجاد سلاسة أخرى في حركة الوصول للموقع تم تصميم موقف للسيارات الآتية من شارع بئر السبع.

٢-٤-٢ المحال التجارية:

وتقسم هذه المحال الى قسمين تبعا لنمط التصميم وارتفاع الطابق.

- القسم الأول: ويتكون من طابقين حيث يبلغ ارتفاع الطابق 5.0م وتحتوي المحال سدد بارتفاع ٢.٢٥م.
- القسم الثاني: ويتكون هذا القسم من طابق واحد بارتفاع ٤م.

وتحتوي هذه المحال على جميع النشاطات التجارية وصنوف السلع والتي منها:

- ❖ محال المواد الغذائية بشتى أنواعها، وتحتل هذه المحال الطابق الارضي .
- ❖ محال الألبسة:والتي يمكن أن تقسم اعتمادا على الفئة التي تخدمها الى قسم الرجال، قسم الأطفال، قسم النساء. وتحتوي على واجهات عرض زجاجية وغرف للقياس، وتحتل هذه المحال الطابق الأول.
- ❖ محلات الهدايا والألعاب وركن الورود والتي تخدم بواسطة واجهات وعناصر العرض.
- ❖ كما يحتوي قسم المحال التجارية على العديد من المحال الأخرى مثل محلات الصرافة والصيدليات وأماكن بيع الكتب ومستلزمات الحاسوب والأدوات الكهربائي والمنزلية والحلوى وصالونات الحلاقة والأثاث.
- ❖ محال الأحذية: يتوفر فيها أماكن للقياس ويحرص على التهوية الجيدة بسب رائحة الجلد.
- ❖ محال المجوهرات: حيث تكون المعروضات صغيرة وثمينة وتحتاج لظروف أمنية ووقائية من نوافذ شبكية وأنظمة إنذار ونحو ذلك.

٢-٤-٣ السوبر ماركت:

حيث يشكل عنصر هام من عناصر المجمع التجاري وذلك من حيث كبر المساحة وتوفر معظم حاجيات المتسوقين وكذلك سهولة الحركة من موقف السيارات إليه مع مراعاة عزل الجدران المشتركة مع موقف السيارات ضد الضجيج.

٢-٤-٤ المطعم :

ويتكون هذا الطابق من مطعم واسع مفتوح على ساحة مكشوفة (تراس)، حيث يقدم المطعم جميع الوجبات، وجبات خفيفة ومرطبات، ووجبات متكاملة كذلك يحتوي هذا الطابق على العديد من النشاطات مثل مكتبة للمطالعة و نوادي الانترنت بالإضافة الى قاعات تدريس الحاسوب ومقاهي الانترنت والتي تضم قسم خاص بألعاب الحاسوب للأطفال.

٢-٤-٥ المكاتب:

تتكون المكاتب من خمسة طوابق متكررة موزعة إلى مكاتب هندسية، عيادات أطباء، مكاتب محامين، مكاتب سياحة وسفر ، مكاتب مقاولين وغيرها.

٢-٤-٦ البرج الإداري:

ويضم مكاتب الإدارة الخاصة بالمجمع.

٢- ٥ الحركة :

تقسم الحركة داخل المجمع التجاري إلى عدة أقسام كما يلي :-

أ- الحركة من خارج المركز التجاري إلى داخله: وهي عبارة عن حركة الزبائن وحركة العربات التي تعمل على إيصال البضائع للمركز،أما حركة المشاة و المتسوقين تكون من خلال البوابتين الرئيسيتين الشمالية و الجنوبية بينما تكون حركة العربات و إيصال البضائع من خلال المصاعد الرأسية التي تربط بين جميع الطوابق .

ب- الحركة داخل المركز التجاري:-

- الحركة الأفقية داخل المركز التجاري :- وتتم من خلال بهو رئيسي يعمل على توزيع الحركة من خلال ممرات داخل الطابق الواحد، وتتوزع المحال التجارية على جانبي الممرات.
- الحركة الرأسية داخل المركز التجاري :- وهي حركة الزبائن عبر الطوابق المتعددة من خلال الأدراج والمصاعد والسلالم المتحركة وهي على النحو التالي:-

١. الأدراج الآلية:- و تقع هذه الأدراج في وسط المبنى وبشكل مرئـــي مـــن المدخل الرئيسي الشمالي وبميل ٣٠ درجة، و تصل بين كل من الطوابق الأرضي و الأول و الثاني ، احدهما للصعود و الآخر للهبوط .

٢. المصاعد :- لقد وزعت المصاعد بانتظام على كامل مساحة الطابق بحيث يخدم قسم منها الجزء الأمامي و القسم الآخر يخدم الجزء الخلفي، و تقع هذه المصاعد على مرمى النظر من المـــدخل ، بالإضـــافة إلـــى مصـــعد رئيسي (Panoramic) تمت إزاحته من منتصف المبنى إلى الجهة الغربية لتسهيل الحركة في مواقف السيارات الســـفلية وتزويـــد الجـــدران بقـــوى إجهادات القص. و جميع المصاعد قريبة من نقاط البيع .

٣. الأدراج :- وضعت الأدراج بحيث تكون في مقابل الجدران الخارجية من المخرج إلى الخارج، و وزعت الأدراج بانتظام على كامل مساحة الطابق بحيث يخدم قسم منها الجزء الأمامي و القسم الآخر يخدم الجزء الخلفـــي، و تقع هذه الأدراج على مرمى النظر من المدخل وفـــي مقابـــل الواجهـــة الرئيسية وفي كل نقطة من الطوابق العلوية تتمكن من الوصول إلى بيـــت الدرج حيث يبعد أقربهما إلى هذه النقطة على الأكثر ٢٥م .

٢- ٦ الواجهات :

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع ، اما ظهور التكنولوجيا الحديثة فتتمثل في استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الألمنيوم والزجاج المعالج لمثل هذا الاستخدام، ليؤمن السلامة للمواطنين في حال تعرض للكسر. اما بالنسبة للتدرج الواضح و الملاحظ في واجهتي المدخلين فهو حل معماري جميل لتفادي اختلاف المناسيب بين الشارع الرئيسي السفلي والشارع العلوي.

الشكل (٢-٤) : الواجهة الشمالية[3]

ويلاحظ في الواجهة (شكل٢-٤) السابقة تدرج الكتل الاسطوانية وارتباطها غير المباشر مع نهاية المبنى في البرج الإداري وأيضا تدرج الكتل الموجودة.

الشكل (٢-٥) : الواجهة الغربية [3]

ويتبين من هذه الواجهة (٢-٥) تداخل الكتل المعمارية أفقيا وتدرجها عمودياً كما

ويلاحظ استخدام المصاعد المفتوحة على البيئة الخارجية، وهو ما يسمى بـــ (البانوراميك)

الشكل (٢- ٦) : الواجهة الجنوبية [3]

ويلاحظ في هذه الواجهة(٢- ٦) بروز الكتل المعمارية وتداخلها الذي يعطي الواجهة الشكل المعماري المتميز وظهور الظلال فيها ، ويلاحظ نسبة الزجاج في الواجهة الذي يعكس الصورة الجمالية.

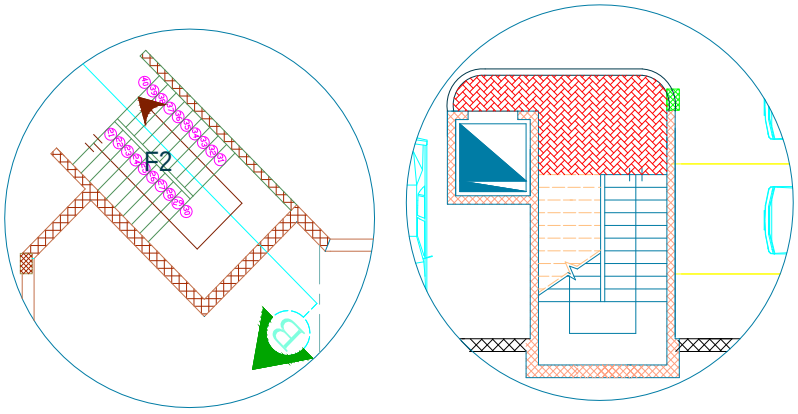
الشكل (٢-٧) : الواجهة الجنوبية [3]

يظهر من خلال هذه الواجهة (٢-٧) استخدام لونين من الأحجار في البناء ، وطريقة توزيع النوافذ بشكل عمودي وترابط كتل المبنى والذي يأخذ شكل الدرج .

٢- ٧ التعديلات التي جرت على المبنى :

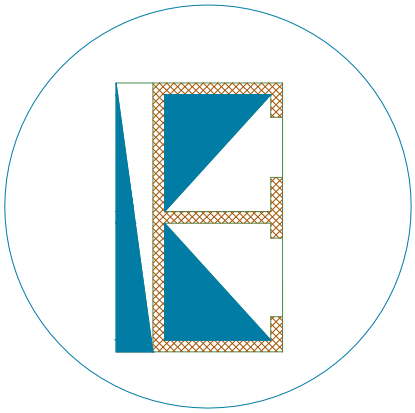
ارتكز التعديل المعماري للمخططات المعمارية على أساس مواقع الأعمدة الصحيحة بما يوافق الاتزان الإنشائي مع المحافظة على الشكل والمظهر المعماري. فكان التغيير يشمل التوزيعات الداخلية للفراغات وتعديل المخططات والواجهات ، وتمت دراسة حركة السيارات ومواقفها ولوازمها، فوُجد ان موقع المصعد (البانوراميك) يقع في منتصف المسلك الرئيسي

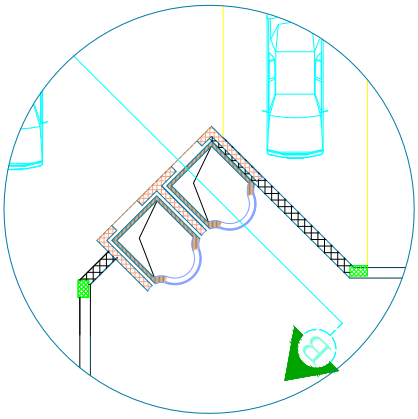
لحركة السيارات في طوابق الكراجات الثلاثة . مما ألزم على نقله بحيث يقـــع فـــي مكـــان متوسط في المبنى ولا يعارض المسلك الرئيسي للســـيارات و يخـــدم حركـــة المـــارة مـــن المتسوقين في جميع الطوابق ، وأيضا تم نقل بعض مطالع الدرج بسبب كثرتها فـــي حيـــز واحد وعدم وجودها في الحيز الآخر وإضافة مصعد لها وكذلك من أجل توزيع جدران القص في أنحاء المبنى لمقاومة الأحمال الأفقية ، كما وتم تحريك موقع الرامب وتعديل قطر حركته بناءا على قياسات ثابتة. وقد تم تدعيم هذا النص بالرسومات قبل وبعد التعديل كما يلي:



مكانه قبل التعديل وعدم وجود المصعد مكانه بعد التعديل وظهور المصعد

الشكل (٢-٨) : موضع مطلع الدرج

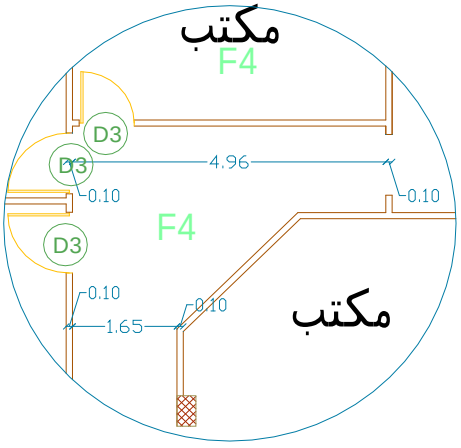


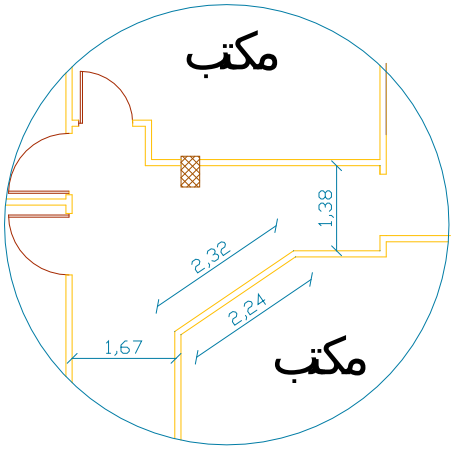


مكان البانوراميك قبل التعديل

مكان البانوراميك بعد التعديل والمظهر الجديد

الشكل رقم (٢-٩) : موضع البانوراميك





قبل التعديل

بعد التعديل

الشكل رقم (٢ - ١٠) : التقطيع الداخلي بسبب العمود

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

(٣ - ١) المقدمة

(٣ - ٢) هدف التصميم الإنشائي.

(٣ - ٣) الأحمال على العناصر الإنشائية.

(٣ - ٤) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

(٣ - ٥) برامج الحاسوب المستخدمة.

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

٣- ١ مقدمة:-

تعتبر معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة ، وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا و الأوفر اقتصاديا .

ويتناول هذا الفصل دراسة العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من أعمدة و جسور و عقدات و غيرها ،وكذلك الأحمال الواقعة على المبنى و ذلك باستخدام المعايير والكودات والمواصفات القياسية .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي:-

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل و متزن ،وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه ،بحيث يلبي المنشأ متطلبات و رغبات المستخدمين ،وبالتالي يتم تحديد العناصر إنشائية بناء على[8] :-

- عامل الأمان (Safety factor). يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد(Deflection) و التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الأحمال :-

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها، وإن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة ،ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) و منها[8] :-

أ- الأحمال الميتة (Dead loads – D.L.) .
ب- الأحمال الحية (Live Loads – L.L.): و هي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان و الأثاث المتنوع.
ت- الأحمال البيئية.

٣-٣-٢ الأحمال الثانوية(غير المباشرة) (Secondary Loads):-

وتشتمل على انكماش الجفاف للخرسانة والتأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس، وقد تم أخذهم بعين الاعتبار من خلال توفير فاصل تمدد داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

و فيما يلي تفصيل لحساب كل نوع من الأحمال :-

٣-٣-١-١ الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار و الموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى ، و تتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع و الحوائط ، بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم، وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية، وهي تشمل في أغلب الأحيان على: الخرسانة ،وحديد التسليح ،والقصارة ،والطوب، والبلاط ومواد التشطيبات ،والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج ،وهناك أيضا أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى.

والجدول رقم (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة.

جدول (٣- ١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في البناء[2]

NO.	material	Quality density
1.	Tile	2200 Kg/ m^3
2.	Sand	1700 Kg/ m^3
3.	Reinforced Concrete	2500 Kg/ m^3
4.	Block	1000 Kg/ m^3
5.	Plaster	2200 Kg/ m^3
6.	Partition	125 Kg/ m^3

٣-٣-١-٢ الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع والمتعلقة بتغير المكـــان و الزمان وتغير الاستخدام ،ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد أو لا ،حسب طبيعة المنشأ ،وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص ،والأثاث ،والأجهزة ،والمعدات ،والمـــواد المخزنة وغيرها ،ومن الممكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديـــد نـــوع استخدام المبنى من الجداول المعدة لهذا الغرض.

و يبين الجدول (2-3) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتمادا على كود الأحمال الاردني.

جدول(٣-٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى[3]

NO.	Type of Area	Live Loads(kg/m^2)
1.	**Parking**	**500**
2.	**Restaurants**	**500**
3.	**Roof**	**150**
4.	**Shops**	**400**
5.	**Stairs**	**400**
6.	**Offices**	**250**

٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ،وارتفاع المبنى ,وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

أ- أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ،وتحديد أحمال الرياح تم اعتمادا على سرعة رياح قصوى تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطتة بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى ،و سيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية ،وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية[2] :

$$q = 0.613(v_z)^2$$

حيث أن :

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2) .

Vz : السرعة التصميمية للرياح (م/ث) .

$$V_z = V.* S_1 * S_2 * S_3$$

S1 : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني[2].

S2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤.[2]

S3 : معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥.[2]

و بالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :-

$S_1 = 0.9$ ..... $TABLE\,13$

$S_2 = 1.02$ ..... $TABLE\,14$

$S_3 = 1$ ..... $TABLE\,15$

$V = 35 m/s$ ..... $4/5/3-b$

$\Rightarrow V_z = 35*0.9*1.02*1 = 32.13\ m/s$

$\Rightarrow q = 0.613*(32.13)^2 = 632.82\ N/m^2 = 0.632.82\ KN/m^2$

و سيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للريـــاح للحصـــول علـــى القـــوى التصميمية لفعل الرياح .

ب- **أحمال الثلوج** :

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفـــاع عـــن ســـطح البحـــر وباستخدام الجدول رقم (٣-٣) الموضح أدناه:-

الجدول رقم (٣-٣) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر [2]

علو المنشأ عن سطح الأرض (h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (kN /m²)
h < 250	0
250 < h< 500	(h-250) /1000
500 < h< 1500	(h-400) / 400
1500 < h < 2500	(h – 812.5)/ 250

واستنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (٩٨٠م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$SL = (h-400) / 400$$
$$= (980 – 400)/ 400$$
$$= 1.45 \text{ KN /m}^2$$

ت- أحمال الزلازل[2] :

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ ،وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي ،وأما القوى الأفقية وهـي قوى القص فهي تقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ،وسـيتم اسـتخدام الكـود الأردني لحساب القوى الناتجة عن الزلازل .

By using the Jordanian Building Code for determining the forces that caused by the Earthquake loads, we divide the whole structure into two parts "A"&"B"–As mentioned in the plans-because of the Expansion Joint. Then we fined the total horizontal force (V) as:

$$V = \sum_{z=1}^{n} Fz$$

Where:

Fz : Z القوة الأفقية المؤثرة على المستوى

n : رقم الطابق الأخير

$$F_z = \alpha * \beta * \gamma_z * \delta * \theta * \eta * w_z * Q\%$$

Where :

α : قيمة معامل الشدة

β : المعامل الديناميكي

γ_z : معامل الارتفاع

δ: معامل التربة

θ : معامل السلوك

η : معامل الأهمية

w_z : الأحمال الرأسية للطابق أو الكتلة

Q%: نسبة الحمل الأفقي في كل طابق

so the value of the horizontal force is:

$$V = \sim . \quad .¢ .\bar{} .¦ . \sum_{z=1}^{n} (¥_{z} . W_{z})$$

Vertical load calculation,

$$W = G + K . Q$$

G: الأحمال الميتة الكلية .

Q: الأحمال الحية.

K: معامل الحدوث.

Whereas the Vertical load for the story (Z) is calculated by the following equation:

$$W_Z = G_Z + KQ_Z$$

The "K" factor was obtained from the Table (22) and its value for the commercial and office structure is (K=0).

So, the total vertical load for the part "A" of the structure is:

$W_{Z(B2)}$ = (2200)(0.25)(25)+(0.3)(25)(162)(3.0)+(0.6)(0.6)(25)(3.0)(60)

$W_{Z(B2)}$ = 18576.25 KN.

$W_{Z(B1)}$ = (1511)(9.43)+(0.3)(25)(162)(2.75)+(0.6)(0.6)(25)(2.75)(60)

$W_{Z(B1)}$ = 22399.8 KN.

= 26348.55 KN. W_{Z1}

W_{Z2} = 25032.3 KN.

W_{Z3} = 20331.25 KN.

W_{Z4} = 25326.5 KN.

W_{Z5} = 16996.13 KN.

W_{Z6} = 16106.25 KN.

W_{Z7} = 16106.25 KN.

W_{Z8} = 8834.31 KN.

W_{Z9} = 8834.31 KN.

W_{Z10} = 7242.44 KN.

And, the total vertical load for the part "B" of the structure is:

W_{ZB2} = (1520)(0.25)(25)+(0.3)(25)(170)(2.75)+(0.6)(0.6)(25)(2.75)(49)

W_{ZB2} = 14873 KN.

W_{ZB1} = (1511)(9.43)+(0.3)(25)(170)(3.0)+(0.6)(0.6)(25)(3.0)(49)

W_{ZB1} = 19396.73 KN.

W_{Z1} = 23257.73 KN.

W_{Z2} = 21970.73 KN.

W_{Z3} = 16148.75 KN.

W_{Z4} = 22877.9 KN.

W_{Z5} = 23534.9 KN.

W_{Z6} = 22171.4 KN.

W_{Z7} = 22171.4 KN.

W_{Z8} = 20447.9 KN.

W_{Z9} = 20447.9 KN.

W_{Z10} = 17714.9 KN.

قيمة معامل الشدة (**α**):

By using the fig. (3), we can notate that our region was located in the category (ب) so that the factor (**α** = 0.5) from the table "23"

تحديد المعامل الديناميكي (β):

This factor can be specifying by the table "24" by the building type.

$$0.04 \le B = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \le 0.1$$

حيث (T) فترة الاهتزاز الأساسية بالثواني وتحدد حسب الجدول رقم(٢٥) في الكود الأردني.

من الجدول السابق نجد أن فترة الاهتزاز الأساسية بالثواني للمنشآت المشيدة من الخرسانة العادية هي حسب المعادلة التالية:

$$T = \frac{0.06\ H}{\sqrt{B}}\left[\sqrt{\frac{H}{2B + H}}\right]$$

حيث:

(B) : عمق المنشأ في اتجاه الهزة الأرضية بالأمتار.

(H) : الارتفاع الكلي للمنشأ بالأمتار مقاسا من منسوب الأرض ولغاية أعلى نقطة في المبنى

$$\Rightarrow T = \frac{0.06(45)}{\sqrt{50}}\left(\sqrt{\frac{45}{2(50) + 45}}\right) = 0.2127 \ \text{sec ond}$$

$$\Rightarrow B = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.143}} = 0.08232$$

معامل الارتفاع (γ):

This factor is depending on the building height and the type of this building, so its value can be specifying by the table "26".

From the table, for the multistory structures that its high doesn’t more than (50)m, the equation is:

$$¥_{Z} = h_{z} \frac{\sum_{z=1}^{n} W_{z}.h_{z}}{\sum_{z=1}^{n} W_{z}.[h_{z}]^{2}}$$

where :

Z: the number of the story and this is numbered from down to top.

N: Number of the structure's story.

So the values of this factor for the part "A" of the structure are:

$$¥_{Z(B2)} = [3]\frac{4853500\ .535}{151213282\ .1}$$

$$¥_{Z(B2)} = 0.0963$$

$$¥_{Z(B1)} = 0.1926$$

$$¥_{z1} = 0.3692$$

$$¥_{z2} = 0.5457$$

$$¥_{z3} = 0.6741$$

$$¥_{z4} = 0.8025$$

$$¥_{Z5} = 0.97905$$

$$¥_{Z6} = 1.1235$$

$$¥_{Z7} = 1.2519$$

$$¥_{Z8} = 1.38$$

$¥_{Z9} = 1.5087$

$¥_{Z10} = 1.6371$

And the values for the part "B" of the structure are:

$$¥_{Z(B1)} = [3]\frac{6815304\ .355}{243507761\ .5}$$

$¥_{Z(B1)} = 0.084$

$¥_{Z(B2)} = 0.186$

$¥_{z1} = 0.322$

$¥_{z2} = 0.476$

$¥_{z3} = 0.588$

$¥_{z4} = 0.7$

$¥_{Z5} = 0.854$

$¥_{Z6} = 0.98$

$¥_{Z7} = 1.092$

$¥_{Z8} = 1.203$

$¥_{Z9} = 1.315$

$¥_{Z10} = 1.427$

معامل التربة:

This factor can be determined by the following Eq.

$$0.8 \le ¢ = \frac{0.7}{\sqrt[3]{T - T_S}} \le 1.3$$

وتكون قيمة (δ) مساوية ل (1.3) عندما تكون $T_S \geq T$

حيث:

T_S: الفترة الأساسية المميزة لاهتزاز تربة التأسيس فوق التربة التحتية ويمكن الحصول على قيم تقريبية من الجدول رقم(٢٧):

حيث T_S = 0.2 ، ومن الحسابات السابقة تم ايجاد قيمة (T) = 0.2127

$\Leftarrow$ δ = 1.3

معامل السلوك:

This factor shows the ability of the structure to absorb the energy that caused by the earthquake which is specified by table (28).

So (**θ**=1.33) for the structures that is depends completely in its resistance on the shear walls.

معامل الأهمية (η) :

This factor depends on the importance of the structure, and its value can be taken from the table as (η=1.2).

Then the calculations for the part "A" of the main equation became:

$$F_Z = \sim . \quad .¥_Z .¢ . \bar{} .¦ .W_Z$$

$$F_{(B2)} = (0.5)(0.0838)(0.0963)(1.33)(1.3)(1.2)(18576.25) * (0.13)$$
$$F_{(B2)} = 20.217\ KN$$

$$F_{(B1)} = (0.5)(0.0838)(0.1926)(1.33)(1.3)(1.2)(22399.8) * (0.13)$$
$$F_{(B1)} = 48.76\ KN$$

$$F_1 = 118.38\ KN$$

$$F_2 = 166.25\ KN$$

$$F_3 = 166.8\ KN$$

$$F_4 = 247.37\ KN$$

$$F_5 = 723.29\ KN$$

$$F_6 = 786.55\ KN$$

$$F_7 = 876.4\ KN$$

$$F_8 = 964.46\ KN$$

$$F_9 = 1054.4\ KN$$

$F_{10} = 937.97\ KN$

V_u = 6110.9 KN.

And the calculations for the other part "B" of the main equation became

$$F_{(B2)} = (0.5)(0.08232)(0.084)(1.33)(1.3)(1.2)(14873) * (0.07)$$
$$F_{(B2)} = 7.468\ KN$$
$$F_{(B1)} = (0.5)(0.8232)(0.168)(1.33)(1.3)(1.2)(19396.73) * (0.07)$$
$$F_{(B1)} = 19.48\ KN$$

$F_1 = 44.796\ KN$

$F_2 = 62.517\ KN$

$F_3 = 162.18\ KN$

$F_4 = 328.23\ KN$

$F_5 = 411.939\ KN$

$F_6 = 445.33\ KN$

$F_7 = 496.225\ KN$

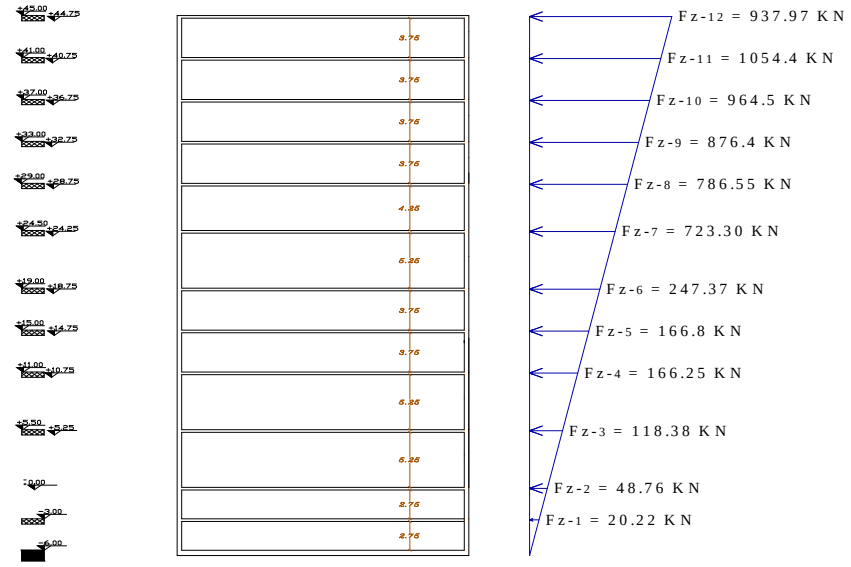
$F_8 = 504.17\ KN$

$F_9 = 551.108\ KN$

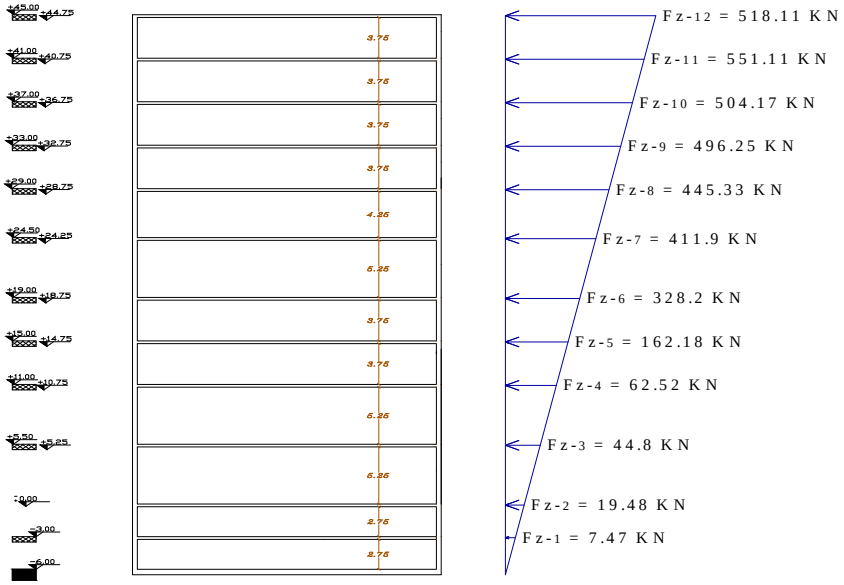
$F_{10} = 518.113\ KN$

V_u = 3551.52 KN.

CASE - A


+45.00
+44.75
+41.00
+40.75
+37.00
+36.75
+33.00
+32.75
+29.00
+28.75
+24.50
+24.25
+19.00
+18.75
+15.00
+14.75
+11.00
+10.75
+5.50
+5.25
±0.00
-3.00
-6.00
3.75
3.75
3.75
3.75
4.25
5.25
3.75
3.75
5.25
5.25
2.75
2.75
Fz-12 = 937.97 KN
Fz-11 = 1054.4 KN
Fz-10 = 964.5 KN
Fz-9 = 876.4 KN
Fz-8 = 786.55 KN
Fz-7 = 723.30 KN
Fz-6 = 247.37 KN
Fz-5 = 166.8 KN
Fz-4 = 166.25 KN
Fz-3 = 118.38 KN
Fz-2 = 48.76 KN
Fz-1 = 20.22 KN

CASE - B

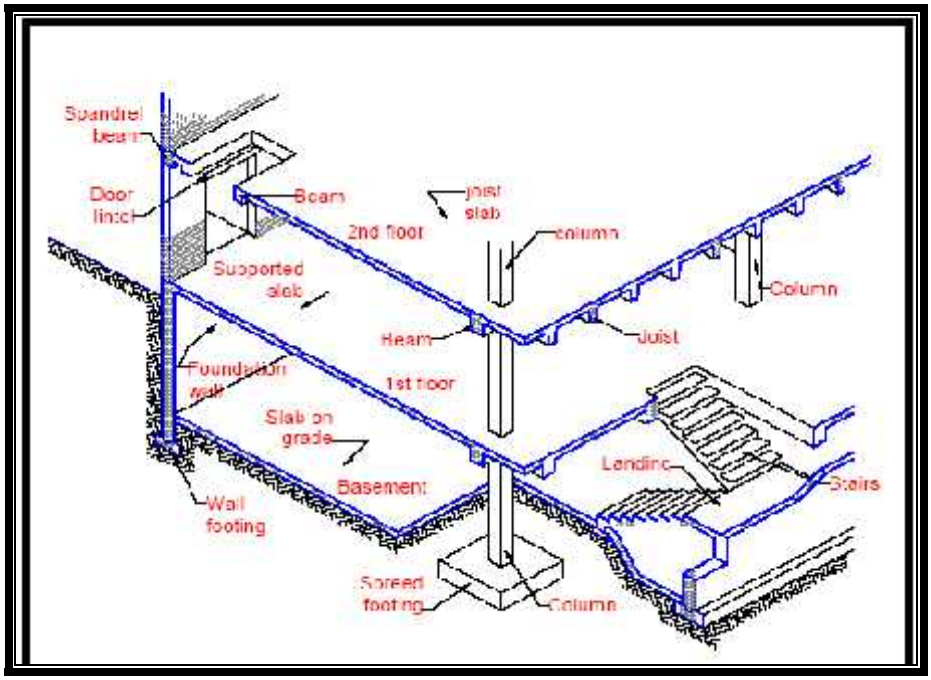

+45.00
+44.75
+41.00
+40.75
+37.00
+36.75
+33.00
+32.75
+29.00
+28.75
+24.50
+24.25
+19.00
+18.75
+15.00
+14.75
+11.00
+10.75
+5.50
+5.25
±0.00
-3.00
-6.00
3.75
3.75
3.75
3.75
4.25
5.25
3.75
3.75
5.25
5.25
2.75
2.75
Fz-12 = 518.11 KN
Fz-11 = 551.11 KN
Fz-10 = 504.17 KN
Fz-9 = 496.25 KN
Fz-8 = 445.33 KN
Fz-7 = 411.9 KN
Fz-6 = 328.2 KN
Fz-5 = 162.18 KN
Fz-4 = 62.52 KN
Fz-3 = 44.8 KN
Fz-2 = 19.48 KN
Fz-1 = 7.47 KN

٣-٤ العناصر الإنشائية:-

تتكون المباني الهيكلية من الخرسانة المسلحة من مجموعة أعضاء إنشائية مختلفة (Different Structural Elements) و التي تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الموضوعة على المبنى. فمثلا : في الشكل (٣-١) :-

- أرضية الطابق الأول للمبنى الموضح عبارة عن سقف مصمت (Solid Slab) وجسور (Beams) حيث أن بحور السقف (Slab Spans) تتحد بالجسور والتي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأعمدة (Columns). وبالتالي تنتقل أحمال الأعمدة إلى الأساسات (وفي هذا المثال الأساسات عبارة عن قواعد منفصلة(Spread footings)).

- أرضية الطابق الثاني للمبنى الموضح عبارة عن سقف خرساني ذو أعصاب (Joist-Slab) . الأحمال المؤثرة عليه تنتقل من خلال السقف و الأعصاب لتعطي ردود أفعال على الجسور حيث تقوم الأخيرة بنقل هذه الأحمال إلى الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات.



شكل (٣-١) العناصر الإنشائية المتنوعة للمنشآت الخرسانية[8]

و في مثل هذا الطابق تقوم بلاطة السقف بوظيفتين :-

الأولى : أنها تنقل الأحمال المؤثرة عليها إلى الأعصاب (Joist) .

الثانية : أنها تستعمل أل(Flange) للأعصاب و التي تعمل في هذه الحالة كجسر ثانوي على شكل حرف (T) و التي تنقل الحمل إلى الجسور المتعامدة مع الأعصاب .

و في النهاية تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال على مساحة كافية من التربة حتى لا يوجد أي تحميل زائد على تلك التربة.

مما سبق يتضح أن المباني الهيكلية المسلحة تتكون من مجموعة رئيسة من الأعضاء الإنشائية و هذه الأعضاء يمكن تلخيصها في الآتي:-

٣-٤-١ العقدات:

وهي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بنقل الأحمال من المستوى العامودي إلى العناصر الحاملة مثل الجدران والأعمدة ،توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ،منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs).
٣. البلاطات المصمتة ذات الأعصاب (Waffle Slabs).
٤. البلاطات المسطحة (Flat Slabs).
٥. البلاطات سابقة التجهيز (Pre-Slabs).

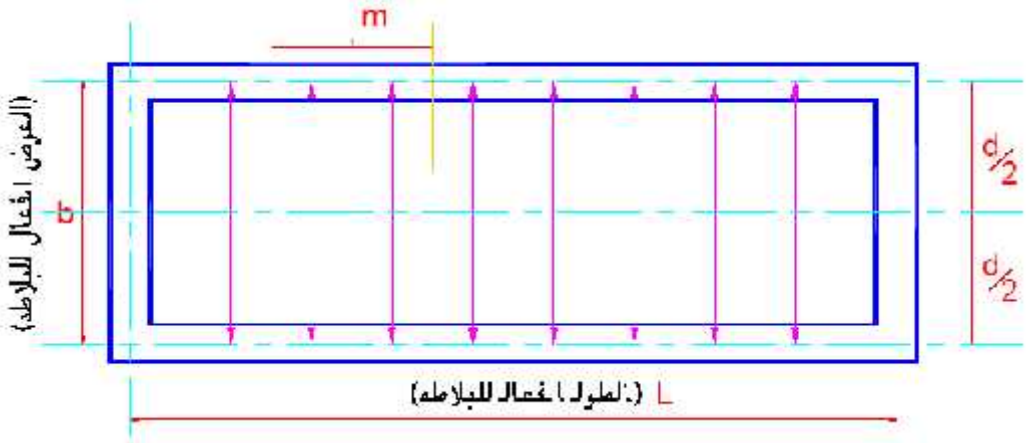
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ،وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ،والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذين النوعين :

١) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
٢) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .

٣-٤-١-١ العقدات المصمتة (Solid Slabs)[8] :-

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصـــمتة ذات اتجـــاه واحد ،و بلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في طوابق مواقف السيارات ،وهما عقدة طابق التسوية الثاني ،وعقدة الطابق الثاني ؛وذلـــك لأن البلاطات المصمتة لها كفاءة أعلى من البلاطات المفرغة من حيث تحمـــل القـــوى المركزة الناتجة من حركة عجلات السيارات ،وكذلك لها مقدرة أعلـــى علـــى مقاومـــة الهبوط ، و مقاومة صدأ الحديد بسبب ما تتعرض له البلاطات في مواقف السيارات من كلور ناتج عن وقود السيارات .

والشكل (٣-٢) يوضح طريقة توزيع الأحمال لهذا النوع من البلاطات ،حيـــث تتوزع الأحمال المؤثرة على البلاطة في اتجاه واحد فقط.



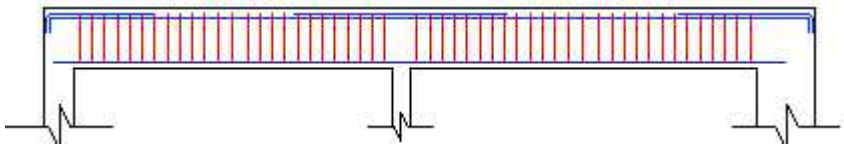
شكل (٣-٢) بلاطة مصمتة ذات اتجاه واحد

٣-٤-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة من ٥ م إلى ٧ م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشـــروع فيما عدا ما ذكر سابقا لخفة وزنها و فعاليتها.

٣-٤-٢ الجسور:-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، جسور مسحورة _ أي مخفية داخل العقـدات _ والجســور الســاقطة " Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلا عن الأحمال الكبيرة ،فـإن الجســور التــي ستستخدم في العقدة ستكون جميعها جسور ساقطة (Girders).ومن المقرر تصميم جسور مدلاه تقوم بنقل أحمال الأعصاب الكبيرة إليها.



شكل (٣-٣) يبين شكل الجسور.

٣-٤-٣ الأعمدة:-

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات ،وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الاحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،واما بالنسبة الى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الطول ؛فهناك الأعمدة الطويلة التي قد يصل طول الواحد منها 5.0 م ،بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ،ومن حيث طبيعتها ؛فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر الطبيعي ،ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل ،ويبين الشكل (٣-٤)عدد من مقاطع الأعمدة.

شكل (٣-٤) مقاطع الأعمدة

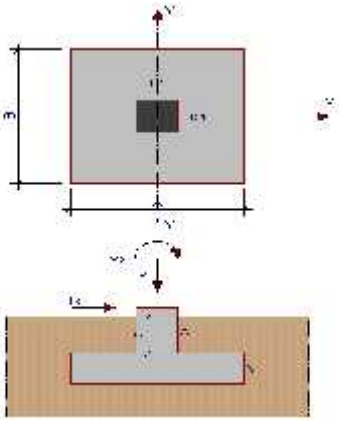
٣-٤-٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليهـا وتسـتخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسـمى جـدران القـص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومـة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامـل المبنى مما اضطرنا لإجراء تعديلات معمارية تمثلت بنقل بيتي درج من موقعهما في القسـم الخلفي من المنشأ إلى القسم الأمامي و ذلك لافتقار هذا الجزء لمطالع الدرج و جدران القص، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمـل معظمهـا كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مـع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

٣-٤-٥ الأساسات:-

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصـــميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصـــميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديـــد نـــوع الأساســـات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمـــل التربـــة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلائم وطبوغرافية الأرض.الشكل (٣-٥) يوضح قاعدة مربعة الشكل.



شكل(٣-٥) قاعدة مربعة الشكل

٣-٤-٦ الجدران الإستنادية:

تبعا لكون المنشأ يحتوي على مواقف للسيارات تحت منسوب سطح الارض فـذلك يفرض استخدام جدران إستنادية على محيط المبنى، وعمل التصميم الإنشـائي لهـا بشـكل مفصل وفق المعايير التي يحددها الكود الأمريكي(ACI-Code).

٣-٤-٧ فواصل التمدد (Expansions Joints) :

1. المسافة القصوى بين فواصل التمدد:

تكون المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي:

من ٤٠ إلى ٤٥ مترا في المناطق المعتدلة.

من ٣٠ إلى ٣٥ مترا في المناطق الحارة.

ويمكن أن يسمح بزيادة هذه المسافات بشرط الأخذ في الاعتبار عند التصميم تـأثير عوامل التمدد والانكماش والزحف.

وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الساندة و الأسوار يجب ترتيب الفواصل على مسافات أقل، مع أخذ الاحتياطات لعدم تسرب المياه في هذه الفواصل.

٣-٥ برامج الحاسوب المستخدمة :-

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

١. AUTOCAD 2007/2006/2004 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

٢. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.

٣. PROKON : و ذلك لإجراء التصميم للعناصر الإنشائية.

٤. ATIR : - للتصميم الإنشائي.

٥. MB: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية اللازمة لبعض العناصر.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

(4-1) Introduction

(4-2) Design of Rib (R3+R12)

(4-3) Design of Beam (B18)

(4-4) Design of One Way Solid Slab (S12)

(4-5) Design of Column (C19)

(4-6) Design of Isolated Footing (F19)

(4-7) Design of Combined Footing (CF1)

(4-8) Design of Strip Footing

(4-9) Design of Retaining Wall

(4-10) Design of Stairs

(4-11) Design of Shear wall

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

In This Project, all of design calculations for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, In This Project, there are two types of slabs: solid slabs and one-way ribbed slabs . They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAADPRO 2004" and "Prokon" programs to find the internal forces, deflections and moments for one way-solid slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members

The design procedure started from the top to the bottom of structure, so, numbers were being given to each member to simplifying and classifying these members. The key plans for each level which show the keys for each member can be shown in the figures in appendix "B", then the calculation started step by step from the roof to the foundations.

4.2 Design of ribs (R3,R12)

4.2.1 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) :-

According to ACI-Code-318-Rm, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), as follows:-

For rib (R3) in the first basement floor , as shown in fig (4.1).

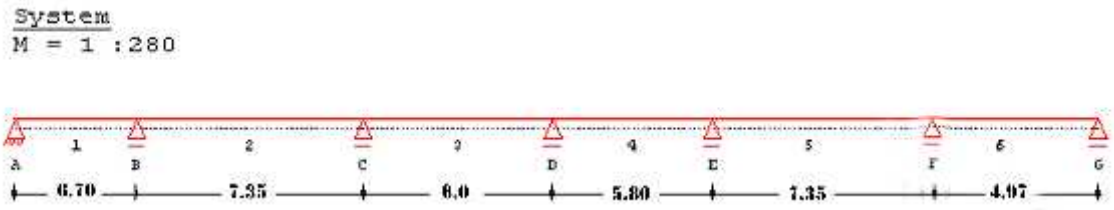


fig (4.1).

spans from left to right:-

$$\frac{L}{18.5}=\frac{6.7}{18.5}=0.36\ m=36\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{7.35}{21}=0.35\ m=35\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{6.0}{21}=0.29\ m=29\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{5.80}{21}=0.28\ m=28\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{7.35}{18.5}=0.397\ m=39.7\ cm$$

$$\frac{L}{18.5}=\frac{4.97}{18.5}=0.27\ m=27\ cm$$

According to above values, the thickness of the slab will be assumed to be (35) cm, and deflection limitation must be considered:

$h = 35\ cm$.

4.2.2 Load Calculations (T section) :-

Dead load: -

Coarse Sand Fill	0.07*0.52*1700	= 61.88 kg/m of rib
Tiles	0.03*0.52*2200	= 34.32 kg/m of rib
Concrete Rib	0.27*0.12*2500	= 81 kg/m of rib
Block	0.27*0.40*1000	= 108 kg/m of rib
Topping	0.08*0.52*2500	= 104 kg/m.
Plaster	0.03*0.52*2300	= 35.88 Kg/m of rib
Partitions	(125) (0.52)	= 65 Kg/m of rib

Nominal Total Dead Load =

61.88+34.32+81+108+104+35.88+65 = 490.08 Kg/m of rib

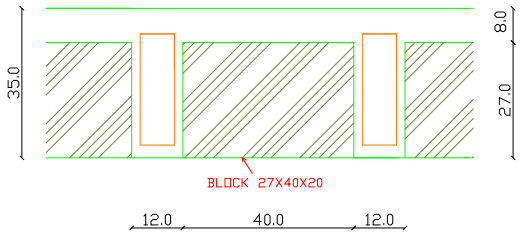
Factored Total Dead Load = 1.4*490.08 = 686.112 kg/m.

= 6.86 kN/m.

for ribs ultimate dead load = 6.86 kN/m

Factored live load = 4*1.7*0.52= 3.54 kn/m

4.2.3 Design of topping :-



Dead load of rib = b * h * D

= 0.12 * 0.27 * 25

= 0.81 kN/m

= 81 kg/m

DL = (Total dead load of rib) – (dead load of one rib)

$= (\frac{4.90}{0.52} - \frac{0.81}{0.52}) = 7.87$ kN/m^2

LL = 4 kN/m²

q_u = 1.4 (DL) + 1.7 (LL)

= 1.4 (7.87) + 1.7 (4)

= 17.82 kN/m²

Calculate of ultimate moment :

Assume slab is fixed at support points (Ribs)

$M_+ = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{17.82 * (0.4)^2}{12} = 0.24$ kN.m

$Mn = fr * s$

$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * (8)^2}{6} = 1066.67$ cm³

fc' = 0.85 * fcu = 0.85*30 = 25.5 MPa

$f_r = 0.7 \sqrt{25.5} = 3.53$ MPa

$Mn = 35.3 (1066.67) = 37.705*10^3$ kg.cm

$Mn = 3.77$ kN.m

¤ $Mn = Mn*$ (Reduction factor)

= 3.77 * (0.65) = 2.451 kN.m > 0.24 kN.m

So the slab is plain concrete.

Minimum reinforced of slap is required according to ACI – COD:

- To prevent shrinkage cracks.
- To minimize temperature.

As_{min} = 0.0018 * b * d

= 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm²

select 3 Φ 8 per one meter ----- $As_{prov.}$ = 1.51 cm²

4.2.4 Rib Design (R3) in the first basement floor :

4.2.4.1 Design for Positive Moment:-

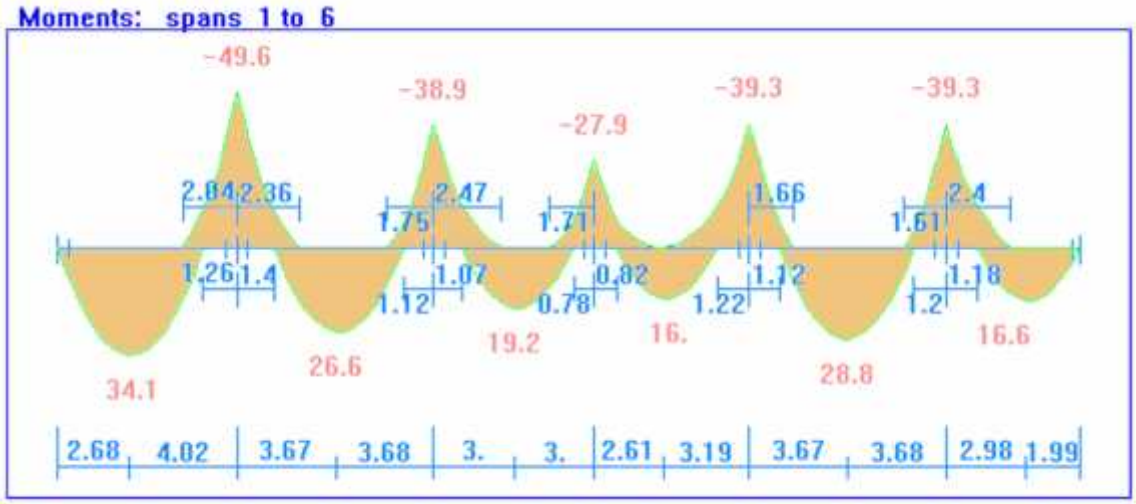


fig. (4.2): Moment diagram of rib 3

This design for 6.7 m & 7.35 m & 6 m & 5.8 m & 7.35 m & 4.97 m spans are as follows:-

Effective Flange width (b_E) according to ACI Code 8.10.2:

b_E for T- section is the smallest of the following:

b_E = L / 4 = 735 / 4 = 183.75 cm

b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

1st span (L = 6.7 m):

Mu = 34.1 kN.m

Mn = 34.1/0.9 = 37.89 kN.m = 3.79 ton.m

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For a = t = 8 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (0.255) (8) (52) = 90.17 ton

d= h-Ct-d_b/2 = 35-2-1.2/2 = 32.4 cm

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 90.17 (32.4 – 0.5 (8)) / 100 = 25.61 ton.m

Mn available = 25.61 ton.m > Mn required =3.79 ton.m

So, Design as a rectangular with b_E = 52 cm

Determine A s max.

Xb={0.003/(0.003+0.0021)}*32.4 =19.06 cm.

ab=ß1*Xb=0.85*19.06=16.2 cm.

$\Rightarrow$ C1b=0.85*0.3*12*16.2=49.57 ton.

$\Rightarrow$ C2b=2*0.85*0.3*20*8=81.6 t.

$\Rightarrow$ Tb =131.2 ton

$\Rightarrow$ Asb=131.2/4.2=31.24 cm²

$\Rightarrow$ **As_{max}**=0.75*31.24 =**23.43 cm²**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ ..... (ACI-10.5.1)}$$

$$\Rightarrow A_s\ \min = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(12)(32.4) \geq \frac{1.4}{420}(12)(32.4)$$

A_s min = 1.17 $\geq$ 1.30

$\Rightarrow$ **A_s min = 1.30 cm²**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.4$$

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{3.79 * 10^5}{52 * (32.4)^2} = 6.943 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(6.943)}{4200}}) = 0.00168$$

$A_{s\,(req)} = 0.00168 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 2.83 \text{ cm}^2 > A_{s\,min} = 1.30 \text{ cm}^2$

- Select **2 Φ 14** with $A_S = 3.08 \text{ cm}^2$.

2nd span (L= 7.35 m):-

Mu = 26.6 kN.m

Mn = 26.6/0.9 = 29.56 kN.m = 2.956 ton.m

Rn = 5.414 Kg/ cm²

$$\rho = \frac{1}{19.4}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(5.414)}{4200}}) = 0.00131$$

$A_{s\,(req)} = 0.00131 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 2.2 \text{ cm}^2$

- Select **2 Φ 12** with $A_S = 2.26 \text{ cm}^2$.

3rd span (L = 6.00 m):-

Mu = 19.20 kN.m

Mn = 19.20/0.9 = 21.33 kN.m = 2.133 ton.m

Rn = 3.91 Kg/ cm²

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(3.91)}{4200}}\right) = 0.00094$$

$A_{s\,(req)} = 0.0094 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 1.58\ cm^2$

- Select **2 Φ 12** with $A_S = 2.26\ cm^2$.

4th span (L= 5.80 m):

Mu = 16.0 kN.m

Mn = 16.0/0.9 = 17.78 kN.m = 1.778 ton.m

Rn = 3.26 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(3.26)}{4200}}\right) = 0.00078$$

$A_{s\,(req)} = 0.00078 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 1.32\ cm^2$

- Select **2 Φ 12** with $A_S = 2.26\ cm^2$.

5th span (L=7.35 m):-

Mu = 28.8 kN.m

Mn = 28.8/0.9 = 32 kN.m = 3.2 ton.m

Rn = 5.86 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(5.86)}{4200}}\right) = 0.00142$$

$A_{s\,(req)} = 0.00142 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 2.38\ cm^2$

- Select **2 Φ 14** with $A_s = 3.08\ cm^2$.

6th span (L = 4.97 m):-

Mu = 16.6 kN.m

Mn = 16.6/0.9 =18.44 kN.m = 1.844 ton.m

Rn = 3.38 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(3.38)}{4200}}\right) = 0.00081$$

$A_{s\,(req)} = 0.00081 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 1.366\ cm^2$

- Select **2 Φ 12** with $A_s = 2.26\ cm^2$.

4.2.4.2 Design for Negative Moment:

Using ATIR-software the following moment values appears: -

Support B :-

Mu = 49.6 kN.m

Design of T-section for negative moment as rectangular section with (b=bw)

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows:

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy}(bf)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.2)}$$

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{25.5}}{2(420)}(12)(32.4) \le \sqrt{25.5}(52)(32.4)/(4*420)$$

$A_{s\,min} = 2.34 \le 5.06$

$\mathbf{A}_{s\,min} = \mathbf{2.34\ cm^2}$

$As_{max}= \rho_{max} * b * d$

ρ_{max} By Interpolation from table

$As_{max} = 0.01953 * 12 * 32.4$

$As_{max}= 7.6\ cm^2$

Mn = 49.6 / 0.9 = 55.11 kN.m = 5.511 ton.m

m= 19.4

$Rn = Mn / bw . d^2 = \frac{5.94x10^5}{12x32.4^2} = 43.75\ Kg/cm^2$

$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*43.75}{4200}}\right) = 0.01176$

$A_{s\ (req)} = 0.01176\ (12)\ (32.4) = 4.57\ cm^2$

- Use **2 Φ 18** mm with $A_s = 5.09\ cm^2$

Support C:

Mn = 38.9 / 0.9 = 43.22 kN.m = 4.322 ton.m

m= 19.4

$Rn = Mn / bw. d^2 = \frac{6.86x10^5}{12x32.4^2} = 34.31\ Kg/cm^2$

$\circ = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*34.31}{4200}}\right) = 0.00895$

$A_{s\ (req)} = 0.00895\ (12)\ (32.4) = 3.48\ cm^2$

- Use **2 Φ 16** mm, $A_s = 4.02\ cm^2$

Support D:

Mn = 27.9 / 0.9 = 31.0 kN.m = 3.1 ton.m

m= 19.4

Rn = Mn / (bw. d²) = $\frac{3.10x10^5}{12x32.4^2} = 24.09\ Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*24.69}{4200}}\right) = 0.00624$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00624 (12) (32.4) = 2.425cm^2

- Use **2 Φ 14** mm A_s = 3.08 cm^2

Support E:

Mn = 39.3 / 0.9 = 43.67 kN.m = 4.37 ton.m

m= 19.4

Rn = Mn / (bw. d²) = $\frac{4.37x10^5}{12x32.4^2} = 34.66\ Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*34.66}{4200}}\right) = 0.009$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.009 (12) (32.4) = 3.52cm^2

- Use **1 Φ 16** mm + **1 Φ 14** mm , A_s = 3.55 cm^2

Support F:

المقالة I. Mn = 39.3 / 0.9 = 43.67 kN.m = 4.37 ton.m

m= 19.4

Rn = Mn / (bw. d²) = $\frac{4.37x10^5}{12x32.4^2} = 34.66\ Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*34.66}{4200}}\right) = 0.009$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.009 (12) (32.4) = 3.52cm^2

- Use **2 Φ 16** mm A_s = 4.02 cm^2

4.2.4.3 Design of Shear:-

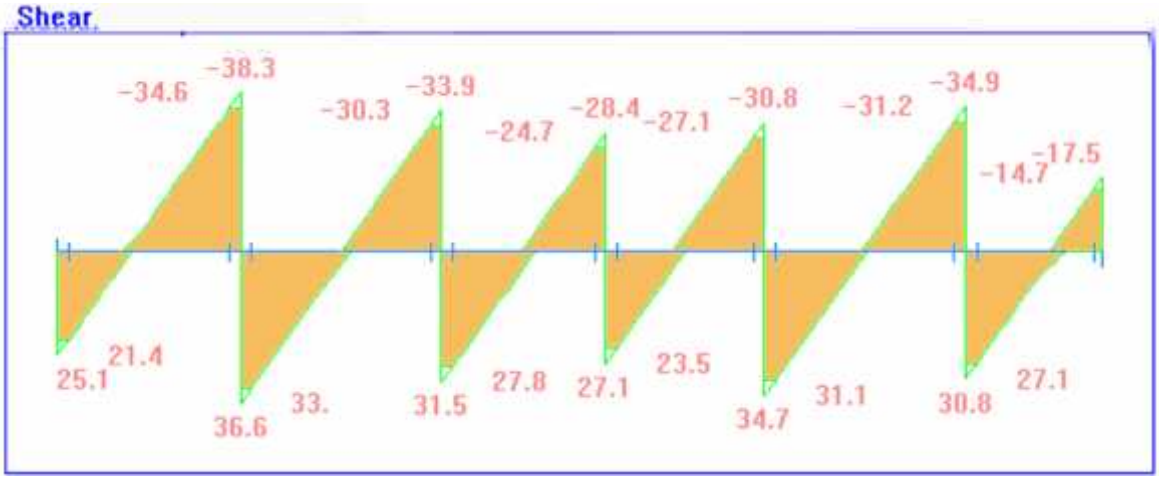


fig. (4.3): Shear Diagram for rib 3

Factored D.L. = (0.686) t/m

Factored L.L. = (0.354) t/m

W_u = (1.04) t/m

Max V_u at the support (B):

V_u = 3.46 ton At distance (d=32.4 cm) from face of support :

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(12)(32.4)\left(\frac{10}{1000}\right) = 3.272 \text{ ton}$$

V_u = 3.46ton > ØV$_c$ = 3.272 ton

$\therefore$ *Category*(3) *Satisfy* :

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = \frac{3 * f_y * A_V}{b_w}$$

$$S = \frac{3 * 420 * 2 * 0.5}{12} = 105.0 \ cm$$

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{32.4}{2} = 16.2 \ \ cm$$

$$(S) \le 60 \ cm$$

SO use the smallest of the three limitations

Use S = 15 cm.

4.2.5 Deflection limitation:-

According to ACI – code 318, the maximum allowable deflections are determined by equations in table [9.5 (b)], and this value must be more than the maximum value of deflection appears.

The maximum value of deflection due to sustained and live loads" long term deflection" for rib slab (R3) is obtained by using computer program called "ATIR" and results were as shown in fig. (4.4).

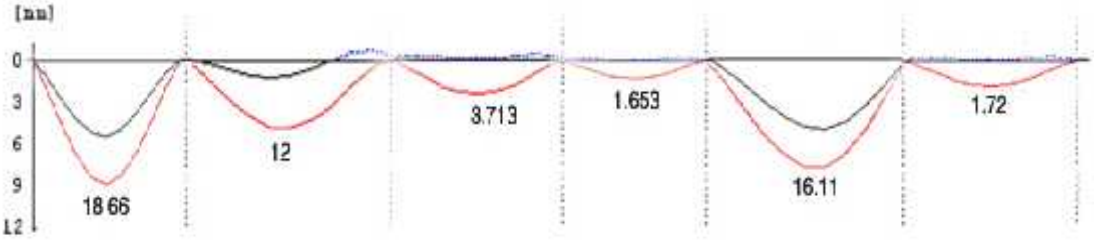


fig. (4.4). Deflection Diagram Before Adding Reinf. (mm)

From this fig. the maximum deflection due to sustained load is (18.66 mm) which is more than the maximum permissible computed deflection which is

equal to: $(\Delta_{MAX} = \frac{L}{480} = \frac{6.70*1000 \quad mm}{480} = 13.96 \quad mm)$

So, $18.66 \quad mm > 13.96 \quad mm \qquad ...not\ OK$

In order to solve this problem steel reinforcement in first span and fifth span must be increased to be as follows:-

1st span (L= 6.70 m):-

- Provide 2 Φ 20 ……. with $As_{provided} = 6.28\ cm^2$

5th span (L = 7.35 m):-

- Provide 2 Φ 16 ……. with $As_{provided} = 4.02\ cm^2$

Deflection diagram obtained from computer calculation using ATIR program would be after adding this amounts of steel as follows :-

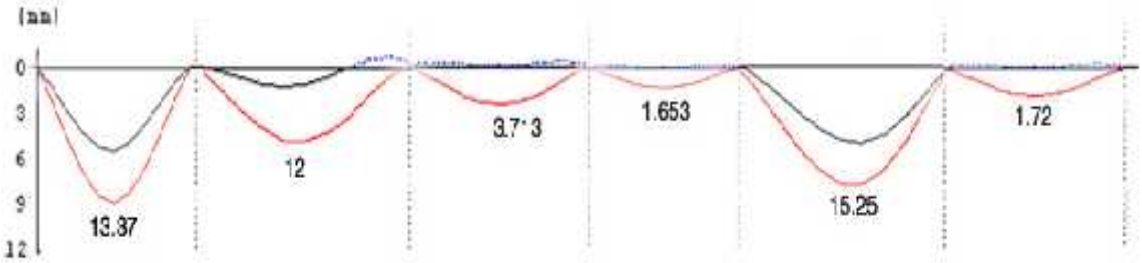


fig. (4.5). Deflection Diagram After Adding Reinf. (mm)

From this fig. the maximum deflection is (13.37 mm) in the first span which is less or than the maximum permissible computed deflection which is equal:

$$(\Delta = \frac{L}{480} = \frac{6.70*1000 \quad mm}{480} = 13.96 \ \ mm)$$

So,

$$13.37\ mm < 13.96 \ \ mm \qquad ... \ OK$$

4.2.6 Determination of thickness of rib slab (I section) :-

According to ACI-Code-318-Rm, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), as follows:-

For rib (R12) in the **first basement floor** which have the largest spans, as shown in fig (4.6).

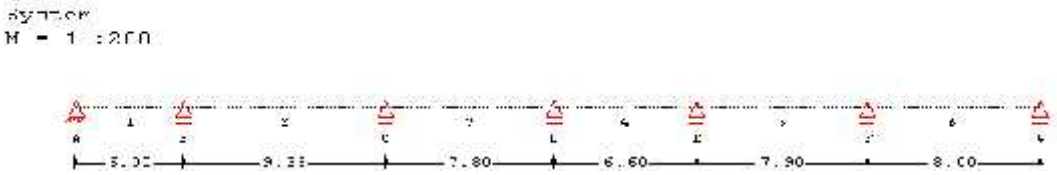


fig (4.6).

spans from left to right:-

$$\frac{L}{18.5}=\frac{5}{18.5}=0.27\ m=27\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{9.35}{21}=0.45\ m=45\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{7.8}{21}=0.37\ m=37\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{6.60}{21}=0.31\ m=31\ cm$$

$$\frac{L}{21}=\frac{7.9}{18.5}=0.376\ m=37.6\ cm$$

$$\frac{L}{18.5}=\frac{8}{18.5}=0.43\ m=43\ cm$$

According to above values, the thickness of the slab will be assumed to be (35) cm, and deflection limitation must be considered:

$h=35\ cm$.

4.2.7 Load Calculations (I section):-

Dead load: -

Coarse Sand Fill	0.07*0.52*1700	=61.88 kg/m of rib
Tile	0.03*0.52*2200	=34.32 kg/m of rib
Concrete Rib	0.20*0.12*2500	= 60 kg/m of rib

Block (polyester)	0.20*0.40*15	= 1.2 kg/m of rib
Upper flange	0.07*0.52*2500	= 91 kg/m.
Lower flange	0.08*0.52*2500	= 104 kg/m.
Plaster	0.03*0.52*2300	= 35.88 Kg/m of rib
Partitions	(125)*(0.52)	= 65 Kg/m of rib

Nominal Total Dead Load =

61.88+34.32+60+1.2+91+104+35.88+65 = 453.28 Kg/m of rib

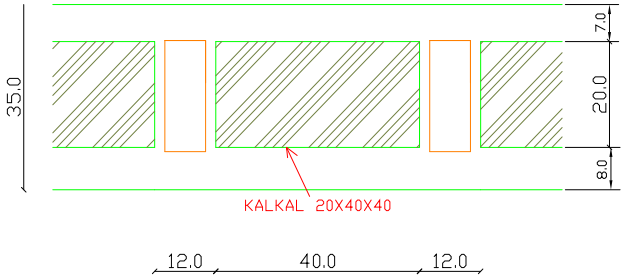
Factored Total Dead Load = 1.4*453.28 = 634.6 kg/m.

= 6.35 kN/m.

for ribs ultimate dead load = 6.35 kN/m

Factored live load = 4*1.7*0.52= 3.54 kN/m

4.2.8 Design of topping :-



Dead load of rib = b * h * D

= 0.12 * 0.20 * 25

= 0.60 kN/m

= 60 kg/m

DL = (Total dead load of rib) – (dead load of one rib)

$= (\frac{4.53}{0.52} - \frac{0.6}{0.52}) = 7.56$ kN/m

LL = 4 kN/m²

q_u = 1.4 (DL) + 1.7 (LL)

= 1.4 (7.56) + 1.7 (4)

= 17.384 kN/m²

Calculate of ultimate moment :

Assume slab is fixed at support points (Ribs)

$M_+ = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{17.384 * (0.4)^2}{12} = 0.232$ kN.m

$Mn = f_r * s$

$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * (7)^2}{6} = 816.7$ cm³

$f_r = 0.7 \sqrt{25.5} = 3.53$ MPa

$Mn = 35.3\ (816.7) = 2.87 * 10^3$ kg.cm

$Mn = 0.287$ kN.m

¤ $Mn = Mn *$ (Reduction factor)

$= 0.287 * (0.65) = 0.444$ kN.m > 0.26

So the slab is plain concrete.

Minimum reinforced of slap is required according to ACI – COD:

- To prevent shrinkage cracks.
- To minimize temperature.

$As_{min} = 0.0018 * b * d$

$= 0.0018 * 100 * 7 = 1.26$ cm²

select 3 Φ 8 per one meter ----- $As_{prov.} = 1.51$ cm²

4.2.9 Rib Design (R12) in the first basement floor :

4.2.9.1 Design for Positive Moment:-

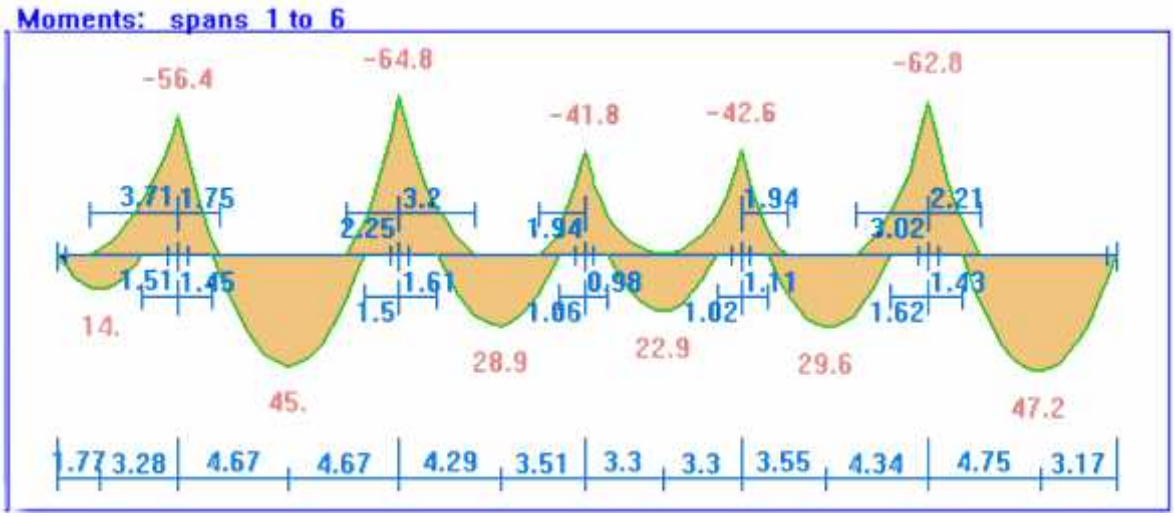


fig. (4.7): Moment diagram of rib 12

This design for 5 m & 9.35 m & 7.8 m & 6.6 m & 7.9 m & 8 m spans are as follows:-

Effective Flange width (b_E) according to ACI Code 8.10.2:

b_E for T- section is the smallest of the following:

b_E = L / 4 = 935 / 4 = 233.75 cm

b_E = b_w + 16 t = 12 + 16 (7) = 124 cm

b_E = C/C = 52 cm…….. Control

1st span (L = 5 m):

Mu = 14.0 kN.m

Mn = 14.0/0.9 = 15.56 kN.m = 1.556 ton.m

Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For a = t = 7 cm

C = 0.85 fc t b_E = 0.85 (0.255) (7) (52) = 78.9 ton

d= h-Ct-d_b/2 = 35-2-12/2 = 32.4 cm

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 78.9* (32.4 – 0.5 (7)) / 100 = 22.8 ton.m

Mn available = 22.8 ton.m > Mn required =1.556 ton.m

So, Design as a rectangular with b_E = 52 cm, in both Negative and Positive area.

Determine A s max.

Xb={0.003/(0.003+0.0021)}*32.4 =19.06 cm.

ab=ß1*Xb=0.85*19.06=16.2 cm.

$\Rightarrow$ C1b=0.85*0.255*12*16.2=42.14 ton.

$\Rightarrow$ C2b=2*0.85*0.255*20*7 =60.69 t.

$\Rightarrow$ Tb =102.83 ton

$\Rightarrow$ Asb=102.83 /4.2=24.48 cm²

$\Rightarrow$ **As_{max}=0.75*24.48 =23.43 cm²**

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy}(bf)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.2)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{2(420)}(12)(32.4) \le \sqrt{25.5}(52)(32.4)/(4*420)$$

$$A_s \text{ min} = 2.34 \le 5.06$$

A s min = **2.34 cm** ^{2} , in both Negative and Positive area

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.4$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{1.556 * 10^5}{52 * (32.4)^2} = 2.85 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(2.85)}{4200}}\right) = 0.00068$$

$A_{s\,(req)} = 0.00068 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 1.15\ cm^2 < A_{s\,min} = 2.34\ cm^2$

So, use $A_{s\,min} = 2.34\ cm^2$

- Select **2 Φ 14** with $A_S = 3.08\ cm^2$.

2nd span (L= 9.35 m):-

Mu = 45.0 kN.m

Mn = 45.0/0.9 = 50.0 kN.m = 5.0 ton.m

Rn = 9.16 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(9.16)}{4200}}\right) = 0.00223$$

$A_{s\,(req)} = 0.00223 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 3.76\ cm^2$

- Select **2 Φ 16** with $A_S = 4.02\ cm^2$.

3rd span (L = 7.80 m):-

Mu = 28.9 kN.m

Mn = 28.9/0.9 = 32.11 kN.m = 3.211 ton.m

Rn = 5.883 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(5.883)}{4200}}\right) = 0.00142$$

$A_{s\,(req)} = 0.00142 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 2.393\ cm^2$

- Select **2 Φ 14** with A_S= 3.08 cm² .

4th span (L= 6.60 m):

Mu = 22.9 kN.m

Mn = 22.9/0.9 = 25.44 kN.m = 2.544 ton.m

Rn = 4.66 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(4.66)}{4200}}\right) = 0.001122$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.001122 * 52*32.4

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ = 1.89 cm² < $A_{s\,min}$ = 2.34 cm^2

So, use $A_{s\,min}$ = 2.34 cm^2

- Select **2 Φ 14** with A_S= 3.08 cm² .

5th span (L=7.90 m):-

Mu = 29.6 kN.m

Mn = 29.6/0.9 = 32.9 kN.m = 3.29 ton.m

Rn = 6.025 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(6.025)}{4200}}\right) = 0.00146$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00146 * 52*32.4

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ = 2.45 cm²

- Select **2 Φ 14** with A_s = 3.08 cm² .

6th span (L = 8 m):-

Mu = 47.2 kN.m

Mn = 47.2/0.9 = 52.44 kN.m = 5.244 ton.m

Rn = 9.61 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(9.61)}{4200}}\right) = 0.00234$$

$A_{s\,(req)} = 0.00234 * 52*32.4$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 3.94\ cm^2$

- Select **2 Φ 16** with $A_s = 4.02\ cm^2$

4.2.9.2 Design for Negative Moment:

Using ATIR-software the following moment values appears: -

Support B :-

Mu = 56.4 kN.m

Design of I-section for negative moment as T- section with ($b=b_f$)

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows:

Mn = 56.4 / 0.9 = 62.7 kN.m = 6.27 ton.m

m= 19.4

$$Rn = Mn / (b_f \cdot d^2) = \frac{6.27x10^5}{52x32.4^2} = 11.48\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.4*11.48}{4200}}\right) = 0.00281$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00281 (52) (32.4) = 4.73 cm^2

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy}(bf)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.2)}$$

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{25.5}}{2(420)}(12)(32.4) \le \sqrt{25.5}(52)(32.4)/(4*420)$$

$A_{s\,min} = 2.34 \le 5.06$

$A_{s\,min}$ = 2.34 cm^2

$As_{max} = \rho_{max} * b * d$

ρ_{max} By Interpolation from table

As_{max}=0.01953 * 12 * 32.4

As_{max}= 7.6 cm^2

$A_{s\,(req)}$ = 0.00281 (52) (32.4) = 4.73 cm^2

Use **2 Φ 18** mm A_s = 5.08 cm^2

<u>Support C:</u>

Mn = 64.8 / 0.9 = 72.0 kN.m = 7.20 ton.m

m= 19.4

$$Rn = Mn / bw.\ d^2 = \frac{7.2x10^5}{52x32.4^2} = 13.19 Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.4*13.19}{4200}}\right) = 0.00324$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00324 (52) (32.4) = 5.46 cm^2

Use **2 Φ 20** mm, A_s = 6.28 cm^2

Support D:

Mn = 41.8 / 0.9 = 46.44 kN.m = 4.644 ton.m

m= 19.4

Rn = Mn / (bw. d²) = $\frac{4.644x10^5}{52x32.4^2} = 8.51\ Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*8.51}{4200}}\right) = 0.00207$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00207 (52) (32.4) = 3.48cm^2

Use **2 Φ 16** mm A_s = 4.02 cm^2

Support E:

Mn = 42.6 / 0.9 = 47.33 kN.m = 4.733 ton.m

m= 19.4

Rn = Mn / (bw. d²) = $\frac{4.733x10^5}{52x32.4^2} = 8.67\ Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*8.67}{4200}}\right) = 0.00211$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00211 (52) (32.4) = 3.55cm^2

Use **2 Φ 16** mm A_s = 4.02 cm^2

Support F:

Mn = 62.8 / 0.9 = 69.78 kN.m = 6.978 ton.m

m= 19.4

Rn = Mn / (bw. d²) = $\frac{6.978x10^5}{52x32.4^2} = 12.78 Kg/cm^2$

$$\circ = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.4*12.78}{4200}}\right) = 0.00314$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00314 (52) (32.4) = 5.29 cm^2

Use **2 Φ 20** mm A_s = 6.28 cm^2

4.2.9.3 Design of Shear:-

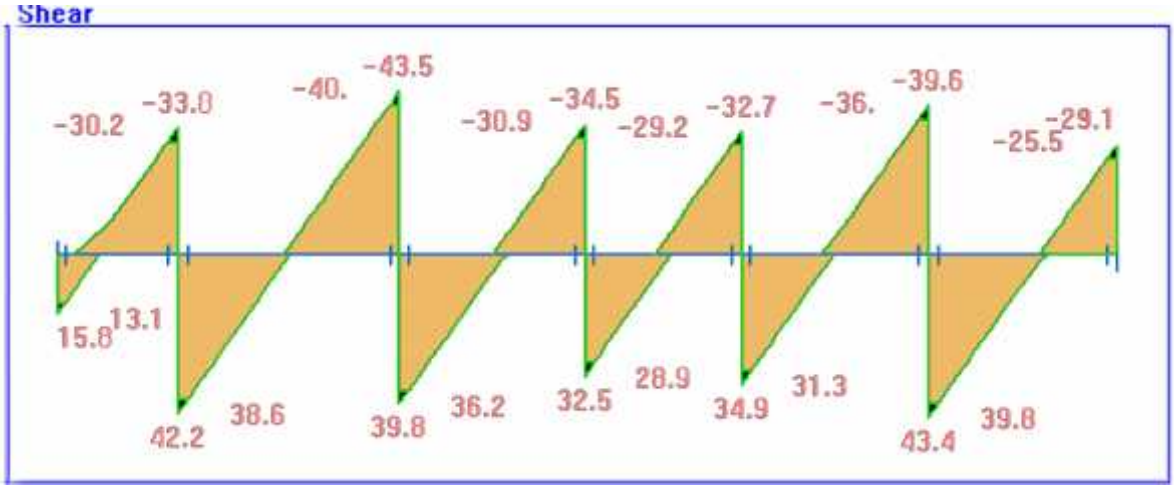


fig. (4.8): Shear Diagram for rib 12

Factored D.L. = (0.635) t/m

Factored L.L. = (0.354) t/m

W_u = (0.989) t/m

Max V_u at the support (C):

V_u = 4.00 ton At distance (d=32.4 cm) from face of support :

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(12)(32.4)\left(\frac{10}{1000}\right) = 3.272 \text{ ton}$$

V_u = 4.00 ton > ØV_c = 3.272 ton

$\therefore$ *Category*(3) *Satisfy* :

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = \frac{3^* f_y * A_V}{b_w}$$

$$S = \frac{3^* 420 * 2 * 0..5}{12} = 105.0 \ cm$$

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{32.4}{2} = 16.2 \ \ cm$$

$$(S) \le 60 \ cm$$

SO use the smallest of the three limitations

Use S = 15 cm.

4.2.10 Deflection limitation:-

According to ACI – code 318, the maximum allowable deflections are determined by equations in table [9.5 (b)], and this value must be more than the maximum value of deflection in the largest span.

The maximum value of deflection of rib (R12) "which has the largest span " is obtained by using finite element method using computer program called "ATIR-Software" as shown in fig. (4.9).

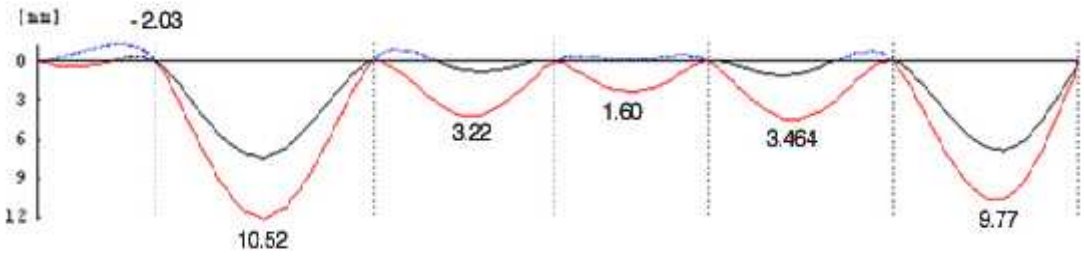


fig. (4.9). Deflection Diagram Before Adding Reinf. (mm)

From this fig. the maximum deflection due to sustained and live loads "long term deflection" is (10.52 mm) which is less than the maximum permissible computed deflection which is equal to: ($\Delta_{MAX} = \frac{L}{480} = \frac{9.35*1000 \quad mm}{480} = 19.48 \quad mm$)

So, $10.52 \quad mm < 19.48 \quad mm$ ... *OK*

There is no need to increase reinforcement in this case as explained depending on the value of deflections.

4.3 Design of Beam (B18) in fifth floor:

fig. (4.10)

4.3.1 Design for Positive Moment:

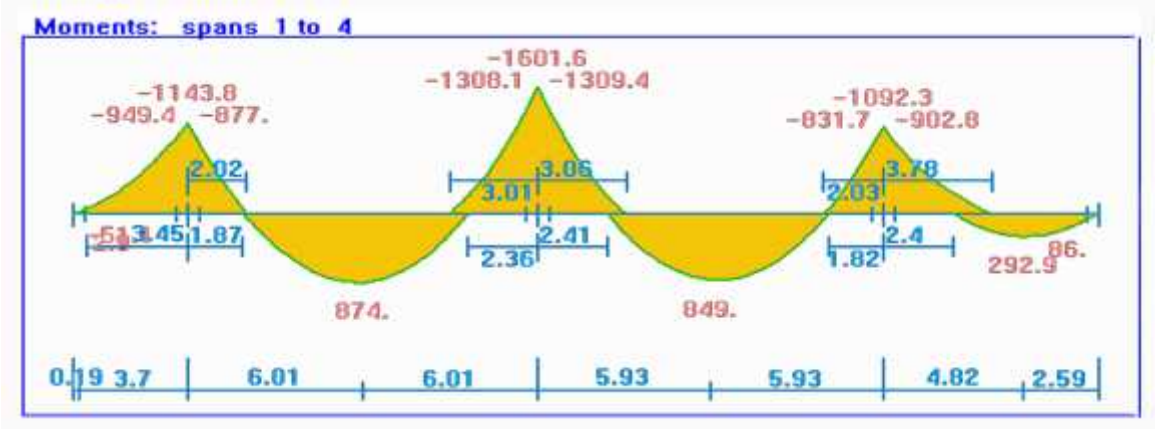


fig. (4.11): Moment Diagram (KN.m)

b_w = 60 cm ,

b_f =130 cm

d = 70-(4+1.4+1) = 63.6 cm "If Φ 28 are used "

2nd span:

Mu = 874 KN. m

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.1)}$$

$$\Rightarrow\ A_s\ \min = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(60)(63.6) \geq \frac{1.4}{420}(60)(63.6)$$

$A_s\ \min = 11.47\ cm^2 \geq 12.72\ cm^2$

$\Rightarrow\ A_s\ \min = 12.72\ cm^2$

Isolated T-section

1- $t \geq \frac{1}{2}b_w$ ➔ $35 \geq \frac{1}{2}60$ ➔ 35cm ≥ 30 cm

2- $b_E \leq 4\ b_w$ ➔ $130 \leq 4*60$ ➔ 130 cm ≤ 240 cm

Determine A_s max.

Xb= {0.003/ (0.003+0.0021)}*63.6 =37.41 cm.

ab=ß1*Xb=0.85*37.41=31.8 cm.

$\Rightarrow$ Cb=0.85*0.255*60*31.8= 413.56 ton.

$\Rightarrow$ Tb =(413.56) ton

$\Rightarrow$ Asb==(413.56)/4.2=98.47 cm²

$\Rightarrow$ As_{max}=0.75*98.47 =73.85 cm²

To Determine T-section Or Rectangular

If the entire flanges $\mathbf{b_E}$ are under compression force;

- for a=t =35 cm.

C =0.85*0.255*130*35= 986.21 ton.

$Mn = C * (d - \frac{a}{2}) = [986.21*(63.6 - \frac{35}{2})/100] = 454.644$ ton. m

$Mn_{req.} = \frac{874}{0.9} = 971.11$ KN.m = 97.11 ton.m

Mn = 454.644 ton.m > $Mn_{req.}$ = 97.11 ton.m

- No any part of web in compression zone.

So, it is Rectangular section with b_w=130cm,

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.38$$

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{97.11 * 10^5}{130 * (63.6)^2} = 18.47 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{19.38}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.38)(18.47)}{4200}}) = 0.0046$$

$A_{s\,(req)} = 0.0046 * 130*63.6 = 38.05\ cm^2$

$\Rightarrow$ A_s min $=12.72\ cm^2 < A_{s\,(req)} = 38.05\ cm^2 < A_s$ max $= 73.85\ cm^2$

- Select 7 Φ 28 with $A_{S\ prov.} = 43.12\ cm^2$.

3rd span :

Mu = 849 KN. m

$Mn_{req.}$ = 849/0.9 = 94.33 ton.m

Mn = 454.644 ton.m > $Mn_{req.}$ = 94.33 ton.m

- No any part of web in compression zone.

  So, it is Rectangular section,

m = 19.38

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{94.33 * 10^5}{130 * (63.6)^2} = 17.94\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.38)(17.94)}{4200}}\right) = 0.00446$$

$A_{s\,(req)} = 0.00446 * 130*63.6 = 37.21\ cm^2$

$\Rightarrow$ A_s min $=12.72\ cm^2 < A_{s\,(req)} = 36.88\ cm^2 < A_s$ max $= 73.85\ cm^2$

- Select 6 Φ 28 with $A_{S\ prov.} = 36.96\ cm^2$.

4th span :

Mu = 292.9 KN. m

$$Mn_{req.} = \frac{292.9}{0.9} = 325.44\ KN.m = 32.54\ ton.m$$

Mn = 454.644 ton. m > $Mn_{req.}$ = 32.54 ton.m

- No any part of web in compression zone.

  So, it is Rectangular section,

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{32.54 * 10^5}{130 * (63.6)^2} = 6.19 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.38)(6.19)}{4200}}\right) = 0.001495$$

$A_{s\,(req)} = 0.001495 * 130 * 63.6 = 12.36 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_s \text{ min} = 12.72 \text{ cm}^2 < A_{s\,(req)} = 12.36 \text{ cm}^2 < A_s \text{ max} = 73.85 \text{ cm}^2$

Select 4 Φ 20 with $A_{Sprov.} = 12.56 \text{ cm}^2$

4.3.2 Design for Negative Moment:

Design of T-section for negative moment as rectangular section with (b=bw)

The minimum reinforcement is determined according to ACI (10-5.2) as follows:

d=70-6-1-1.4=61.6 cm "by assuming d`=6 cm "

Support B:

Mu = 902.8 kN.m

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{2(fy)}(bw)(d) \le \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy}(bf)(d) \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-10.5.2)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{2(420)}(60)(61.6) \le \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 420}(130)(61.6)$$

$$A_s \text{ min} = 22.22\ cm^2 \le 24.07\ cm^2$$

A_s min = 22.22 cm^2

As_{max}= ρ_{max} * b * d

ρ_{max} By Interpolation from table

As_{max}=0.01953 * 60 * 63.6=

As_{max}= 74.53 cm^2

$Mn_{(req)}$ = 902.8 / 0.9 = 1003.11 kN.m = 100.31 ton.m

m= 19.38

Rn = Mn / (bw . d²) = $\frac{100.31*10^5}{60*61.6^2} = 44.06 \quad Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.38*44.06}{4200}}\right) = 0.01185$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.01185 (60) (61.6) = 43.8 cm^2

Use 14 Φ 20 mm $A_{s\,prov.}$ = 43.96 cm^2

<u>Support C:</u>

Mu = kN.m

$Mn_{(req)}$ = 1309.4 / 0.9 = 1454.89 kN.m = 145.49 ton.m

m= 19.38

Rn = Mn / (bw . d²) = $\frac{145.49*10^5}{60*61.6^2} = 63.9 \; Kg/cm^2$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.38}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.38*63.9}{4200}}\right) = 0.0185$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0185* (60) * (61.6) = 68.56 cm^2

$\Rightarrow$ A_s min =22.22 cm^2 < $A_{s\,(req)}$ = 68.56 cm^2 < A_s max = 74.53 cm^2

Use 14 Φ 25 mm. $A_{s\,prov.}$ = 68.74 cm^2

Support D:

Mu = 949.4 kN.m

Mn $_{(req)}$ = 949.4 / 0.9 = 1054.89 kN.m = 105.49 ton.m

m= 19.38

Rn = Mn / (bw . d²) = $\frac{105.49 * 10^5}{60 * 61.6^2} = 46.33\ Kg / cm^2$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{16.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.38 * 46.33}{4200}}\right) = 0.01256$$

A $s_{(req)}$ = 0.01256 * (60) * (61.6) = 46.42 cm ^{2}

$\Rightarrow$ A s min = 22.22 cm^2 < A $s_{(req)}$ = 46.42 cm² < A s max = 74.53 cm ^{2}

Use 15 Φ 20 mm. A s = 47.1 cm^2

4.3.3 Design of Shear

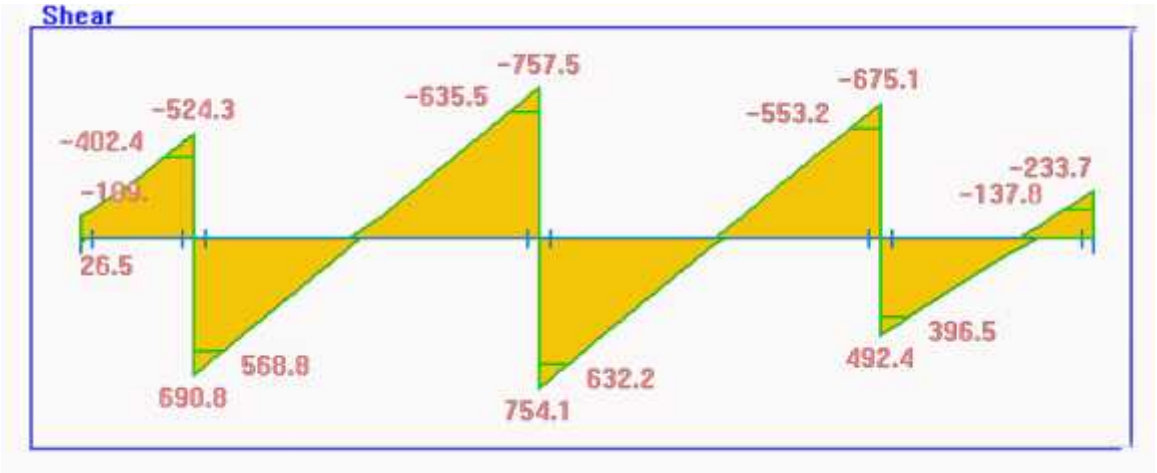


Fig. (4.12): Shear Diagram

Support A:

V_u = 13.78 ton at (d) distance from face of support.

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(60)(63.6)\left(\frac{10}{1000}\right) = 27.3 \text{ ton}$$

$$\frac{1}{2}\Phi V_c = 13.65\ ton \le V_u = 13.78\ ton \le \Phi V_c = 27.3\ ton$$

$\therefore Category(2)\ Satisfy:$

$$Av(\min) = \frac{b_w * S}{3 * F_y} \Rightarrow \quad S = \frac{3 * F_y * Av(\min)}{b_w}$$

$$S = \frac{3*420*4*0.79}{60} = 66.36\ cm$$

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{63.6}{2} = 31.8 \quad cm \quad ...Control$$

$(S) \le 60\ cm$

Use S = 30 cm.

$$¤\ Vs = \frac{¤ * Av * Fy * d}{S}$$

$$¤\ Vs = \frac{4*0.79*4.2*63.6*0.85}{30} = 23.92\ ton$$

Then use 26¤ 10 @30cm c/c of the span.

Support B:

V_u = 55.32 ton at (d) distance from face of support.

$$¤\ Vs_{\min} = \Phi\left[\frac{1}{3}Mpa * b_w * d\right] = 0.85\left[\frac{1}{3}Mpa * 60 * 63.6\right] * \frac{10}{1000} = 10.812\ ton$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs\min = 38.11\ ton \quad \le \quad V_u = 55.32\ ton \quad \le \quad 3\Phi Vc = 81.9\ ton$$

So $\therefore$ *Category* (4) *Satisfy* :

$\text{Re}\,q.\quad ¤Vs = Vu - ¤Vc$

$\text{Re}\,q.\quad ¤Vs = 55.32 - 27.3$

$\text{Re}\,q.\quad ¤Vs = 28.02\ ton$

$$¤\ Vs = \frac{¤ * Av * Fy * d}{S}$$

$$28.02 = \frac{4 * 0.79 * 4.2 * 63.6 * 0.85}{S}$$

$$S = 25.61\ cm \quad ...Control$$

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{63.6}{2} = 31.8\ \ cm$$

$(S) \le 60\ cm$

Use S = 25 cm.

Support C:

V_u = 63.55 ton at (d) distance from face of support.

$$\Phi Vc + \Phi Vs\min = 38.11\ ton \ \le\ V_u = 63.55\ ton \ \le\ 3\Phi Vc = 81.9\ ton$$

$\therefore$ *Category* (4) *Satisfy* :

$\text{Re}\,q.\quad ¤Vs = Vu - ¤Vc$

$\text{Re}\,q.\quad ¤Vs = 63.55 - 27.3$

$\text{Re}\,q.\quad ¤Vs = 36.25\ ton$

$$¤\ Vs = \frac{¤ * Av * Fy * d}{S}$$

$$36.25 = \frac{4 * 0.79 * 4.2 * 63.6 * 0.85}{S}$$

$$S = 19.8\ cm \quad ...Control$$

$$(S) \le \frac{d}{2} = \frac{63.6}{2} = 31.8\ \ cm$$

$(S) \le 60\ cm$

Use S = 15 cm.

Support D:

V_u = 56.88 ton at (d) distance from face of support

$$\Phi Vc + \Phi Vs \min = 38.11 \ ton \ \leq V_u = 56.88 \ ton \ \leq 3\Phi Vc = 81.9 \ ton$$

$$\therefore \ Category \ (4) \ Satisfy \ :$$

$$\text{Re}q. \ ¤Vs = Vu - ¤Vc$$

$$\text{Re}q. \ ¤Vs = 56.88 - 27.3$$

$$\text{Re}q. \ ¤Vs = 29.58 \ ton$$

$$¤ \ Vs = \frac{¤ * Av * Fy * d}{S}$$

$$29.58 = \frac{4 * 0.79 * 4.2 * 63.6 * 0.85}{S}$$

$$S = 24.23 \ cm \ \ ...Control$$

$$(S) \leq \frac{d}{2} = \frac{63.6}{2} = 31.8 \ \ cm$$

$$(S) \leq 60 \ cm$$

$$\text{Use S} = 20 \ \text{cm.}$$

Support E:

V_u = 10.9 ton at (d) distance from face of support.

$$V_u = 10.9 \ ton \leq \frac{1}{2}\Phi V_c = 13.65 \ ton$$

$$So. No \ Shear \ \text{Re inf} . \text{Re} \ quiered$$

4.3.4 Deflection limitation:-

According to ACI – code 318, the maximum allowable deflections are determined by equations in table [9.5 (b)], and this value must be more than the maximum value of deflection in the largest beam in the slab.

The maximum value of deflection of beam no. (18) "Which has the largest span" is obtained by using finite element method using computer program called "ATIR-Software" as shown in fig. (4.13).

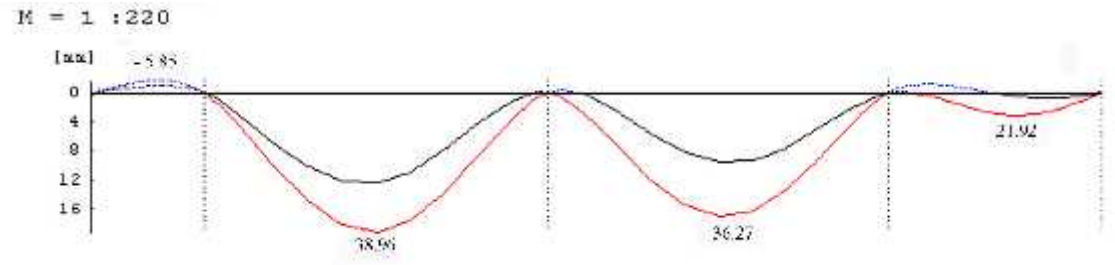


fig. (4.13): Deflection Diagram Before Adding Reinf.

From this fig. the maximum deflection due to sustained and live loads" long term deflection" is (38.96 mm) which is more than the maximum permissible computed deflection which is equal to:

$$(\Delta_{MAX} = \frac{L}{480} = \frac{12.04*1000 \quad mm}{480} = 25.08 \ mm)$$

So, $38.96 \ mm > 25.08 \ mm$ *...not OK*

In order to solve this problem steel reinforcement in second, third, and fourth spans must be increased to be as follows:-

2nd span (L= 12.04 m):-

- Provide 9 Φ 28 -B ……. with $As_{provided} = 51.09 \ cm^2$
- Provide 8 Φ 25 -T ……. with $As_{provided} = 34.37 \ cm^2$

3rd span (L= 11.89 m):-

- Provide 8 Φ 28 -B ……. with $As_{provided} = 47.4 \ cm^2$
- Provide 8 Φ 25 -T ……. with $As_{provided} = 34.37 \ cm^2$

4th span (L = 7.41 m):-

- Provide 3 Φ 12 -T ……. with $As_{provided} = 3.08 \ cm^2$

Deflection diagram obtained from computer calculation using ATIR program would be after adding this amounts of steel as follows :-

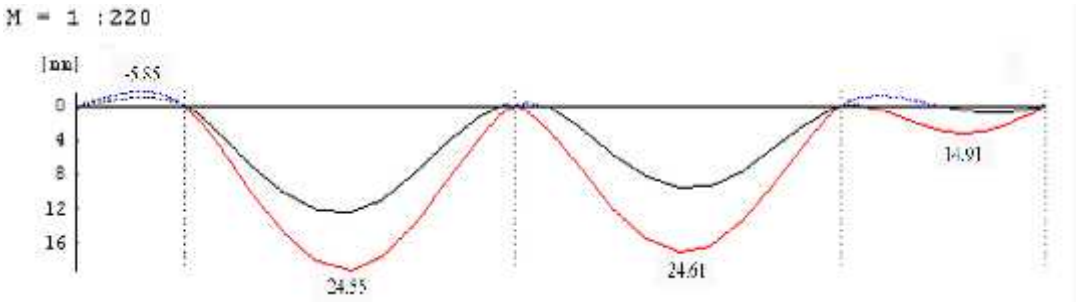


fig. (4.14): Deflection Diagram After Adding Reinf.

4.4 Design of One Way Solid Slab:-

As mentioned before this project contains two types of slabs ,one way ribbed slabs and one way solid slabs , in this section the design of one way solid slab with interior beams will be explained .

This slab would be analyzed and designed with the aid of a computer Program called "ATIR" to find the internal forces, deflections and moments for one way-solid slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members

4.4.1 Determination of thickness of one way solid slab :-

According to ACI-Code-318, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), so deflection of slab must be less than provided by this table:-

For slab (S12) in the second basement floor which have the largest spans, as shown in fig (4.15).

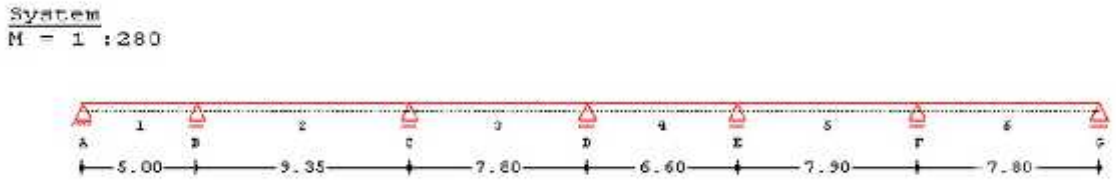


fig (4.15).

Minimum thickness of each spans from left to right is :-

Modification factor = $\left(0.4+\frac{f_y}{700}\right)\times h_{\min}=\left(0.4+\frac{420}{700}\right)\times h_{\min}=h_{\min}$

$$\frac{L}{24}=\frac{5}{20}=0.25\ \ m\ =25\ \ cm$$

$$\frac{L}{28}=\frac{9.35}{28}=0..33\ m=33\ \ cm$$

$$\frac{L}{28}=\frac{7.8}{28}=0.28\ m=28\ \ cm$$

$$\frac{L}{28}=\frac{6.60}{28}=0.24\ m=24\ \ cm$$

$$\frac{L}{28}=\frac{7.9}{28}=0.28\ m=28\ \ cm$$

$$\frac{L}{24}=\frac{7.8}{24}=0.32\ m=32\ \ cm$$

According to above values, the thickness of the slab is vary from one span to another, then thickness of slab would be assumed to be (25) cm, and deflection limitation must be considered by calculation:

$h = 25 \ \ cm$.

4.4.2 Load Calculations:-

As mentioned, the loads acts on the member divided into two part:-

- Dead Load (DL)
- Live Load (LL)

Dead load: -

By calculation the thickness of slab was determined to satisfy all design requirement :

- The thickness of slab = 25 cm
- Density of concrete = 25 KN/m3

Nominal Total Dead Load = 0.25*25 =6.25 KN/m^2

Factored Total Dead Load = 1.4*6.25 = 8.75 kN/m^2.

Live load: -

Nominal Total Live Load = 5 KN/m^2

Factored live load = 1.7*5 = 8.5 KN/m^2

4.4.3 Design of Slab (S12) in Second basement floor :

4.4.3.1 Design Of Shear:-

Thickness of slab (h) must be chosen to satisfy shear requirements based on ΦV_c working alone.

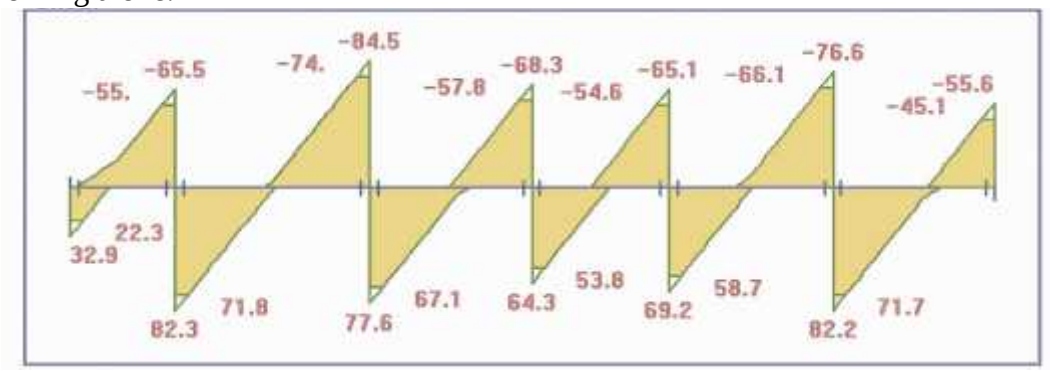


fig. (4.16): Shear Diagram for slab 12

Max V_u at the support (C):

V_u = 74 kN.m = 7.4 ton.m ((At distance (d = 21 cm) from face of support))

$$\Phi V_c = 0.85\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.85\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(100)(21)\left(\frac{10}{1000}\right) = 15.02 \text{ ton}$$

V_u = 7.4 ton < ØV_c = 15.02 ton

Then thickness of slab is adequate to satisfy shear requirements .

4.4.3.2 <u>Design for Positive Moment:-</u>

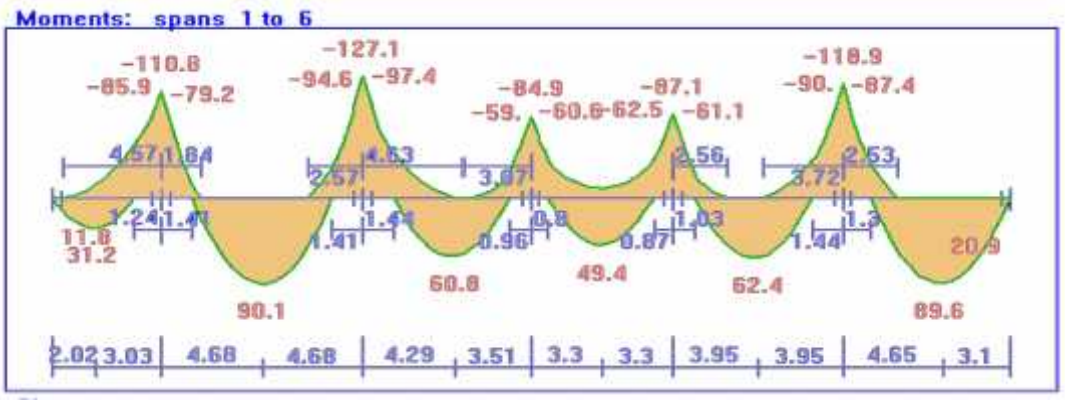


fig. (4.17): Moment diagram of slab 12

The design for 5 m & 9.35 m & 7.8 m & 6.6 m & 7.9 m & 7.80 m spans are as follows:-

1st span (L = 5 m):

Mu = 31.2 kN.m

Mn = 31.2/0.9 = 34.67 kN.m = 3.467 ton.m

Determine A s max.

$\Rightarrow$ $d = 25 - 3 - 0.6 = 21.4\,cm$ (if bar with ¤ $= 12\,cm$ will be used)

$\Rightarrow$ $As_{max} = \,^{\circ}{}_{max} * b * d *$

$\Rightarrow$ $\mathbf{As_{max}}$=0.01953*100*21.4 = **41.79** cm²

Determine A s $m.in$:-

$$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{ …….. (ACI-10.5.1)}$$

$$\Rightarrow A\,s\ \min = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(100)(21.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(21.4)$$

$$A\,s\ \min = 6.43 \geq 7.13$$

$\Rightarrow$ $\mathbf{A}\,s\ \min$ **= 7.13 cm²**

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.4$$

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{3.467 * 10^5}{100 * (21.4)^2} = 7.57 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(7.57)}{4200}}\right) = 0.00184$$

$$A\,s_{(req)} = 0.00184 * 100 * 21.4$$

$\Rightarrow$ $A\,s_{(req)} = 3.93$ cm² < $A\,s\ \min = 7.13$ cm²

So, provide $\frac{1}{3} As_{req.}$ according to ACI-Code

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ = 1.33*3.93 cm² = 5.23 cm²

- **Use Φ 12 @ 20 cm** with A_S = 5.65 cm² .

2nd span (L= 9.35 m):-

Mu = 90.1 kN.m

a) Mn = 90.1/0.9 = 100.11 kN.m = 10.01 ton.m

Rn = 22.7 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(22.7)}{4200}}\right) = 0.00572$$

$A_{s\,(req)} = 0.00572 * 100*21\ cm^2$

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =12.02 cm² > A_s min = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =12.02 cm² < A_s max = 41.79 cm^2

- **Select Φ 20 @ 25 cm** ……. with $As_{provided} = 12.56\ cm^2$

3rd span (L = 7.80 m):-

Mu = 60.8 kN.m

b) Mn = 60.8/0.9 = 67.56 kN.m = 6.76 ton.m

Rn = 15.04 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(15.04)}{4200}}\right) = 0.00372$$

$A_{s\,(req)} = 0.00372 * 100*21.2\ cm^2$

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =7.88 cm² > A_s min = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =7.88 cm² < A_s max = 41.79 cm^2

- **Select Φ 16 @ 25 cm** with $As_{provided} = 8.04\ cm^2$

4th span (L= 6.60 m):

Mu = 49.4 KN.m

c) Mn = 49.4/0.9 = 54.89 kN.m = 5.49 ton.m

Rn = 12.09 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(12.09)}{4200}}\right) = 0.00297$$

$A_{s\,(req)} = 0.00297 * 100 * 21.3 = 6.32\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 6.32\ cm^2 < A_{s\,min} = 7.13\ cm^2$ …… Use $A_{s\,min}$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 6.32\ cm^2 < A_{s\,max} = 41.79\ cm^2$

- **Use Φ 14 @ 20 cm** with $A_S = 7.7\ cm^2 > A_{s\,min} = 7.13\ cm^2$

5th span (L=7.90 m):-

Mu = 62.4 kN.m

d) Mn = 62.4/0.9 = 69.33 kN.m = 6.93 ton.m

Rn = 15.43 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(15.43)}{4200}}\right) = 0.0038$$

$A_{s\,(req)} = 0.0038 * 100 * 21.2 = 8.08\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 8.08\ cm^2 > A_{s\,min} = 7.13\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 8.08\ cm^2 < A_{s\,max} = 41.79\ cm^2$

- **Select Φ 16 @ 20** with $As_{provided} = 10.05\ cm^2$

6th span (L = 7.80 m):-

Mu = 89.6 kN.m

e) Mn = 89.6/0.9 = 99.56 kN.m = 9.96 ton.m

Rn = 22.6 Kg/ cm^2

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.4)(22.6)}{4200}}\right) = 0.00569$$

$A_{s\,(req)} = 0.00569 * 100 * 21 = 11.95\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 11.95\ cm^2 > A_{s\,min} = 7.13\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 11.95\ cm^2 < A_{s\,max} = 41.79\ cm^2$

- **Select Φ 20 @ 25 cm** with $As_{provided} = 12.56\ cm^2$

4.4.3.3 Design for Negative Moment:

Support A :-

Mu = 11.8 kN.m

Mn = 11.8 / 0.9 = 13.11 kN.m = 1.311 ton.m

m= 19.4

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2} = \frac{1.311*10^5}{100*(21.4)^2} = 2.86\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.4*2.86}{4200}}\right) = 0.00069$$

$A_{s\,(req)} = 0.00069\ (100)\ (21.4) = 1.47\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\,(req)} = 1.47\ cm^2 < A_{s\,min} = 7.13\ cm^2$

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =1.47 cm² < $A_{s\,min}$ = 41.79 cm^2

$A_{s\,(shrinkage\ \&\ temperature)}$ = 0.0018 (100) (25) = 4.5 cm^2

- Provide **Φ12 @ 25 cm** with $As_{provided}$ = 4.52 cm^2

Support B:

Mn = 85.9 / 0.9 = 95.44 kN.m = 9.54 ton.m

m= 19.4

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{9.54 * 10^5}{100 * (21)^2} = 21.64 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$° = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.4 * 21.64}{4200}}\right) = 0.0054$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.0054 (100) (21) = 11.42 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =11.42 cm² < $A_{s\,min}$ = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =11.42 cm² < $A_{s\,max}$ = 41.79 cm^2

- Provide **Φ20 @ 25 cm** with $As_{provided}$ = 12.56 cm^2

Support C:

Mn = 97.4 / 0.9 = 108.22 kN.m = 10.82 ton.m

m= 19.4

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{10.82 * 10^5}{100 * (21)^2} = 24.54 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$° = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.4 * 24.54}{4200}}\right) = 0.00622$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00622 (100) (21) = 13.06 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ =13.06 cm² > $A_{s\,min}$ = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ A $s_{(req)}$ =13.06 cm² < A s max = 41.79 cm^2

- Provide **Φ20 @20** cm with $As_{provided} = 15.7\ cm^2$

Support D:

Mn = 60.6 / 0.9 = 67.33 kN.m = 6.733 ton.m

m= 19.4

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{6.733 * 10^5}{100 * (21)^2} = 15.27 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$° = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.4 * 15.27}{4200}}\right) = 0.00377$$

A $s_{(req)}$ = 0.00377 (100) (21) = 7.92 cm^2

$\Rightarrow$ A $s_{(req)}$ =7.92 cm² > A s min = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ A $s_{(req)}$ =7.92 cm² < A s max = 41.79 cm^2

- Provide Φ16 @25 cm with $As_{provided} = 8.04\ cm^2$

Support E:

Mn = 62.5 / 0.9 = 69.44 kN.m = 6.94 ton.m

m = 19.4

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{6.94 * 10^5}{100 * (21.2)^2} = 15.44 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$° = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.4 * 15.44}{4200}}\right) = 0.00382$$

A $s_{(req)}$ = 0.00382 (100) (21.2) = 8.09 cm^2

$\Rightarrow$ A $s_{(req)}$ = 8.09 cm² > A s min = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ A $s_{(req)}$ = 8.09 cm² < A s max = 41.79 cm^2

- Provide **Φ16 @25** cm

Support F:

Mn = 90 / 0.9 = 100 kN.m = 10 ton.m

m = 19.4

$$Rn = \frac{Mu}{¤ * b * d^2} = \frac{10*10^5}{100*(21)^2} = 22.68 \text{ Kg/ cm}^2$$

$$° = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*19.4*22.68}{4200}}\right) = 0.00572$$

$A_{s\,(req)}$ = 0.00572 (100) (21) = 12 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ = 12 cm² > $A_{s\,min}$ = 7.13 cm^2

$\Rightarrow$ $A_{s\,(req)}$ = 12 cm² < $A_{s\,max}$ = 41.79 cm^2

- Provide **Φ20 @25 cm**

4.4.3.4 Deflection control:-

According to ACI – code 318, the maximum allowable deflection is determined using equations in table [9.5 (b)], and this value must be more than the maximum value of computed deflection in the largest span.

The maximum value of immediate deflection due to live load (L) for slab (S12) "which has the largest span " is obtained by using computer program called "ATIR" and results were as shown in fig. (4.18).

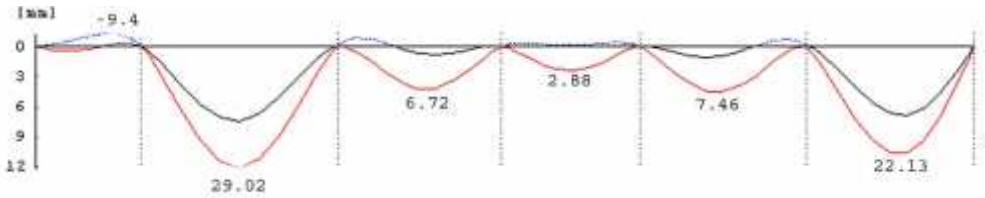


fig. (4.18). Deflection Diagram Before Adding Reinf. (mm)

From this fig. the maximum deflection due to live load (L) is (29.02 mm) which is more than the maximum permissible computed deflection which is equal to:

$$(\Delta_{MAX} = \frac{L}{360} = \frac{9.35*1000 \quad mm}{360} = 26 \quad mm)$$

So, $29.02 \ mm > 26 \ mm$ ... *OK*

In order to solve this problem steel reinforcement in second span and sixth span must be increased to be as follows:-

2nd span (L= 9.35 m):-

- Provide Φ 20 @ 20 cm ……. with $As_{provided} = 15.7 \ cm^2$

6th span (L = 7.80 m):-

- Provide Φ 20 @ 25 cm ……. with $As_{provided} = 12.56 \ cm^2$

Deflection diagram obtained from computer calculation using ATIR program would be after adding this amounts of steel as follows :-

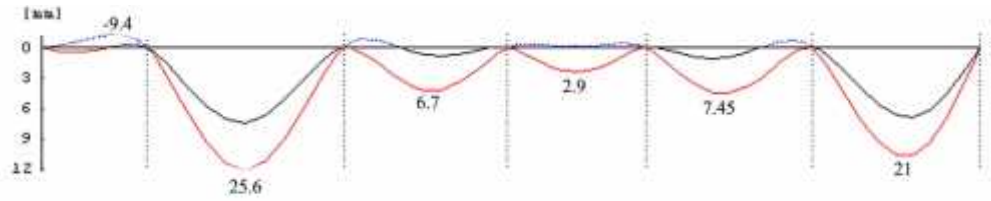


fig. (4.19). Deflection Diagram After Adding Reinf. (mm)

4.4.4 Shrinkage and temperature reinforcement :-

⇒ According to A.C.I (7.12)

⇒ $\rho_{shrinkage \ \& temperature} = 0.0018$ for $f_y = 420 \ MPa$

⇒ $A_{s\ (\text{shrinkage \& temperature})} = \rho \times b \times h = 0.0018\ (100)\ (25) = 4.5 \text{ cm}^2$

- Provide **Φ12 @25 cm** in the opposite direction of slab .

4.5 Design of column:

4.5.1 Design of Column (C19):

The Column is an Internal one.

DL = 364.392 ton

LL = 191.244 ton

Pu = 1.4DL+1.7LL

Pu = 1.4(364.392)+1.7(191.244)

Pu = 835.26 ton

Pn req = 835.26/0.7 = 1193.23 ton **(ii)**

Use ° = ° g = 2 %

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

1193.23 = 0.8 Ag {0.85(0.255)+0.02(4.2-(0.85)(0.255)

Ag = 5031.94 cm²

Use 75cm x 75cm => Ag = 5625cm²

1193.23 = 5625(0.8) {(0.85)(0.255) + ° g (4.2-(0.85)(0.255))}

° g = 0.0122 > ° min = 0.01

< ° max = 0.08

Ast req = (0.0122)(5625) = 68.37 cm²

- **Use 14Φ25** with As= 68.74 cm²

4.5.2 <u>Check slenderness effect:</u>

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right))$$

≤ 40 …….. ACI 10-12-2

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) = \left(\frac{1x4.65m}{0.3x0.75m}\right) = 20.7 < 22$$

$$< 40$$

$\therefore$ Slenderness effect must not be considered

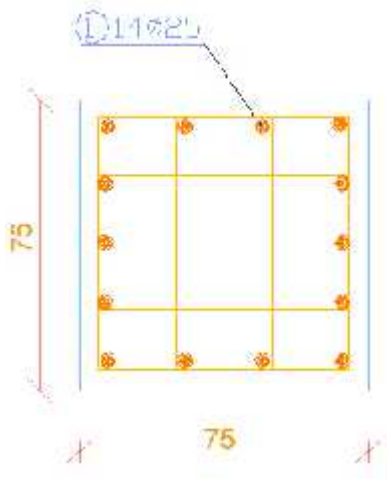


Fig. (4-20): cross section in column.

4.5.3 Lateral Ties Selection

For Φ 10 mm ties: ACI – 7.10.5.2

$S \le 16db$

$S \le 48\,d\,ties$

$S \le Least\,\text{dim}\,ension$

$S \le 16db = (16 \times 2.5) = 40cm$ …….. Control

$S \le 48dties = 48(1) = 48cm$

$S \le Least\,\text{dim}\,ension = 75cm$

$\therefore$ Use3 Φ10-mm ties @ 40 cm

4.6 Design of Isolated Footing:

From Column (C 19):

Total dead load = 364.392 ton

Total live load = 191.244 ton

Factored load = 835.260 ton

Soil weighting 1.7 ton/m³

Allowable soil pressure = 5.00 kg/cm²

Column= 75 cm x 75 cm

4.6.1 Footing Area:

Estimate footing to be about 80 cm thick, in addition to about 10 cm of blinding concrete.

Service Load = 364.392 + 191.244 = 555.64 ton.

Footing Weight = (0.9) (2.5) = 2.25 ton/m^2

P net = 50 – 2.25 = 47.75 ton/m²

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

= 555.64 ton / 47.75 ton/m²

= 11.64 m^2

Use …… L = 3.5 m, B = 3.5 m, A = 12.25 m^2

4.6.2 Determine depth based on shear strength

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{25.5} \times (350) \times (d) \times 10 = 2503.84\, d$$

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{835.260}{12.25} = 68.2 \text{ ton / m}^2 = 6.82 \text{ kg / cm}^2$$

Vu = (Pnet)(one way shear area) = (6.82)(350)(137.5-d) = (327827.5 – 2384.2 d)

$\Phi V_c = V_u \quad \Rightarrow \quad$ 2503.84 d = (328212.5 – 2387 d)

d = 67.07 cm

$\therefore$ Use d = 70cm

Total depth of footing = 70 + 8 + 2

= 80 cm

4.6.3 <u>Check this depth for two way shear action *(*punching):</u>

$V_u = P_{net} \times (B) \times (L) - (a+d)(b+d)$)

= 6.82 [(350)(350) – (75+70)(75+70)]/1000 = 692.06 ton

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad = 0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d \text{ ……..Control}$$

Where:

$_c$ = a / b =75 / 75 = 1

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2{(75+70) + (75+70)} =580 cm

$\sim_s$ = 40 for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{25.5}(5800)(700)/10000 = 676.57$ ton

$\Phi V_c < V_u$ 0.85*676.57 ton < 692.06 ton NOT OK

Recalculate required "d" to satisfy punching shear ;

$$\frac{(P_{net})(A-(a+d)(b+d))}{1000} = \frac{0.85(0.33)\sqrt{fc'}(d)(2)(a+b+2d)}{100}$$

$$\frac{(6.82)(350*350-(75+d)(75+d))}{1000} = \frac{0.85(0.33)\sqrt{22.5}(d)(2)(75+75+2d)}{100}$$

$$(0.682)(122500-(5625+150d+d^2)) = 424.94d+5.67d^2$$

$$83545-3836.25-102.3d-0.682d^2 = 424.94d+5.67d^2$$

$$79708.75-527.24d-6.352d^2 = 0.0$$

$$d = 77.96\,cm$$

h = 77.96 + 8 + 2

h = 87.96 cm

Use h = 90 cm.

d = 90- 8 – 2 = 80 cm.

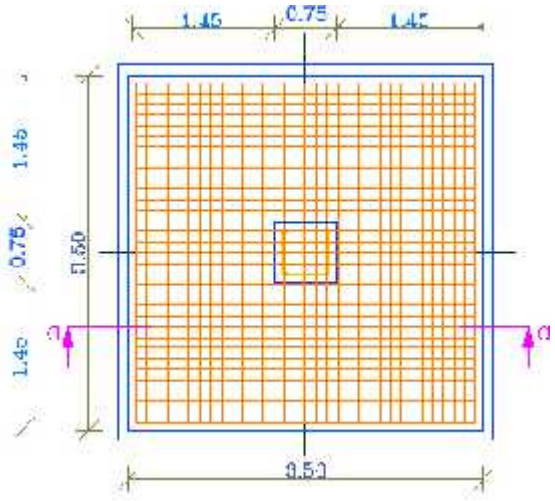


Fig. (4-21): Isolated Footing

Check calculations again;

$V_u = P_{net} \times (B) \times (L) - (a+d)(b+d)$).

= 6.82 [(350)(350) – (75+80)(75+80)]/1000 = 671.6 ton

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad = 0.57\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d \text{ ……..Control}$$

Where:

$_c$ = a / b =75 / 75 = 1

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2{(75+80) + (75+80)} =620 cm

$\sim_s$ = 40 for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{25.5}(6200)(800)/10000 = 826.54$ ton

$\Phi V_c > V_u$ 0.85*826.54 ton > 671.6 ton

702.26 ton > 671.6 ton OK

4.6.4 <u>Check transfer of load at base of column:</u>

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.255)(75 \times 75) = 853.45\, ton > 835.26$ ton

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As = 0.005 *(75 x 75) = 28.125 cm^2

Use 10 Φ 20 dowels with A_s = 31.42 cm^2

4.6.4.1 <u>Development Length (L_d)</u>:

Ld for Φ 20:

$L_d = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times d_b = \frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 2.0$ = 41.59 cm ≥ 0.044 (d_b) (fy) = 36.96

Available embedment = 80 – 8 – (2 *2) – 2 = 66 cm > 41.59 cm

$\therefore$ OK.

4.6.5 <u>Design for Bending Moment:</u>

$$\text{Mu} = \left(P_{net} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

$$= \left(6.82 \times 350 \times \left(\frac{350}{2} - \frac{75}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{350}{2} - \frac{75}{2}\right)/100000 = 225.65 \text{ ton.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{225.65}{0.9} = 250.72 \text{ ton}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{250.72 \times 10^5}{350 \times 80^2} = 11.193\ Kg/cm^2$$

° = 0.00274 > ° $_{min}$ = 0.002

Req. A_s = 0.00274 (350) (80) = 76.654cm ^{2}

Use 25Φ 20 A_s = 78.5 cm ^{2} (In each way)

4.6.5.1 <u>Development Length (</u> L_d **):**

Category (A), item 2 applies,

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} * \sim * \quad * \text{a} * d_b = \frac{420}{2\sqrt{25.5}} * 1 * 1 * 1 * 2 = 83.17 \text{ cm}$$

Available embedment = ((350-75)/2) – 8 = 130cm > 83.17 cm

∴ OK.

4.7 Design of combined footing (CF1) :

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Column C 26 (70 cm * 50 cm)

D.L = 1735.54 KN

L.L =526.64 KN

Total Load = 2262.18 KN

Column C 24 (30 cm * 50 cm)

D.L = 4081.86 KN

L.L =1072.69 KN

Total Load = 5154.55 KN

4.7.1 Determine length of footing :

$$\overline{X}\,(\,from\ property\ line) = \frac{2262.18 * 0.35 + 5154.55 * 3.6}{2262.18 + 5154.55} = 2.6$$

.

Length of footing = 2 * 2.6 = 5.2 m

Use L = 5.2 m.

4.7.2 Determine width of footing

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Assumed footing thickness is 1.00 m.

Net soil pressure = 500 KN/m² - 25 * 1.00 KN/m² = 475 KN/m².

Footing width $= \frac{7416.73}{475 * 5.2} = 3m$

Use width = 3.00 m .

$$q_u = \frac{1.4 * (1735.54 + 4081.86) + 1.7 * (526.64 + 1072.69)}{3 * 5.2} = 696.36\,KN/m^2$$

Shear and Moment Diagrams :-

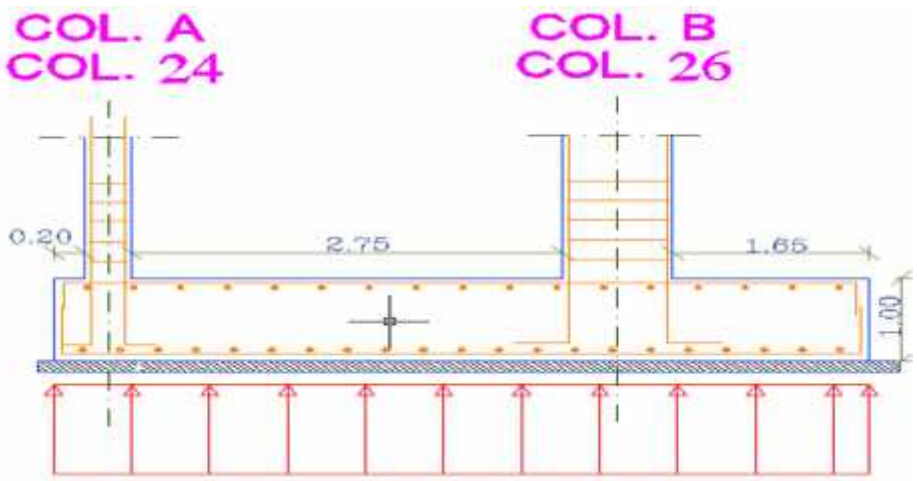


Fig. (4-22): Combined Footing

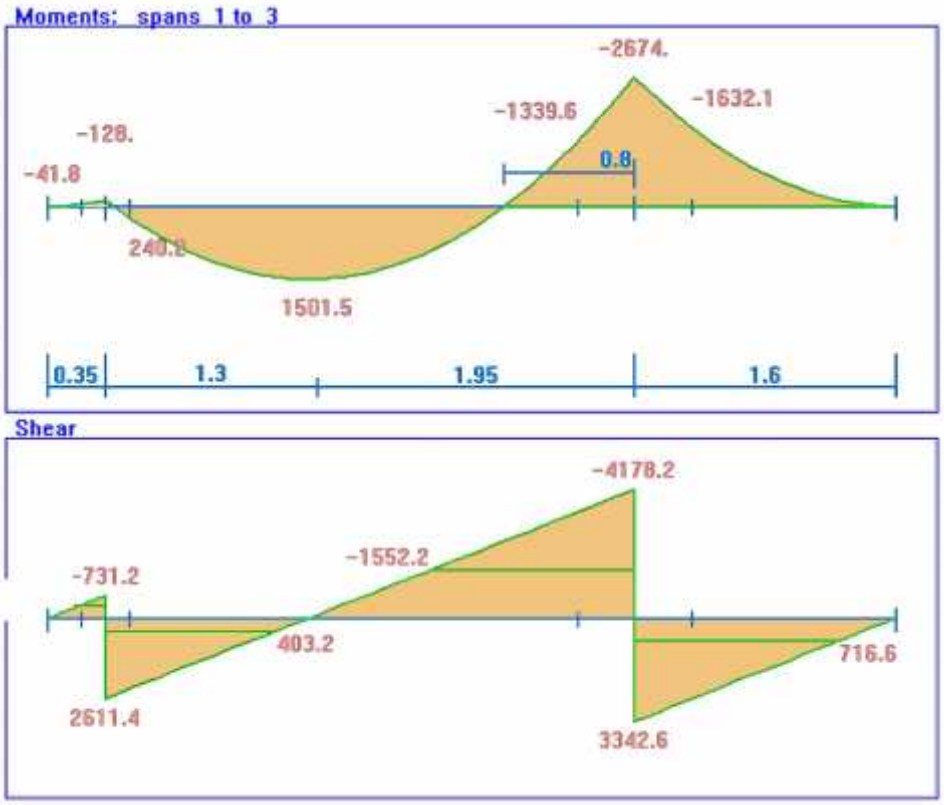


Fig (4.23) Shear and Moment Diagram for combined footing

4.7.3 Depth Required for One-Way Shear:-

Vu at a distance (d) from interior face of right column = 1552.2 KN

Vu = 1552.2 KN

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d \;=\; 0.85\times\frac{1}{6}\sqrt{25.5}\times(300)\times\frac{d}{10} = 21.46*d$$

$\Phi V_c \geq V_u$

$21.46*d \geq 1552.2 \;\Rightarrow\Rightarrow\; d = 72.33\,cm$

$H = 72.33+8+1.4 = 81.7\,cm \leq 100\,cm$

$\therefore$ *Thickness of footing is satisfying One – Way Shear requirements*

4.7.4 Design of Main longitudinal reinforcement at middle of span (Top Reinforcement) :

$M_u = -1501.5\,KN.m$ =150.15 t.m

$$m = \frac{f_y}{0.85\,f_c'} \;=\; \frac{420}{0.85*25.5} \;=\; 19.4$$

$$R_n = \frac{M_u}{\text{¤}bd^2} = \frac{150.15\times10^5}{0.9\times300\times90.6^2} = 6.775\,Kg/cm^2$$

$$\text{°} = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.4\times6.775}{4200}}\right) = 0.00164$$

As_{req} = 0.00164 * 300 * 90.6 = 44.55 cm^2

As_{min} = 0.002 * 300 * 100 = 60 cm^2 > As_{req} = 44.55 cm^2

No . of Φ28 bars = 9.7 bars

$\Rightarrow$ **Use 10 Φ 28 @ 30 cm (Bottom reinforcement)**

4.7.5 Main longitudinal reinforcement at face of column B.

$M_u = -1632.1\,KN.m$ =163.21 t.m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.4$$

$$R_n = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{163.21 \times 10^5}{0.9 \times 300 \times 90.6^2} = 7.36\, Kg/cm^2$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.4 \times 7.36}{4200}}\right) = 0.00178$$

As_{req} = 0.00178 * 300 * 90.6 = 48.5 cm^2

As_{min} = 0.002 * 300 * 100 = 60 cm^2 > As_{req} = 48.5 cm^2

No . of Φ28 bars = 9.7 bars

⇒ **Use 10 Φ 28 @ 30 cm (Bottom reinforcement)**

4.7.6 Design of short – Span Steel under Interior Column :-

Assuming steel spread over width = column width + $2(\frac{d}{2})$

= 50 + $2(\frac{90.6}{2})$ = 140.6 cm

$$q_u = \frac{3325.04}{3} = 1108.3\, KN/m^2$$

$$M_u = 1108.3 * 1.25 * \frac{1.25}{2} = 865.89\, KN.m = 86.59 \text{ t.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.4$$

$$R_n = \frac{M_u}{¤bd^2} = \frac{86.59 \times 10^5}{0.9 \times 140.6 \times 90.6^2} = 8.34\, Kg/cm^2$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.4}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.4 \times 8.34}{4200}}\right) = 0.002025$$

As_{req} = 0.002025 * 140.6 * 90.6 = 25.79 cm^2

As_{min} = 0.002 * 140.6 * 100 = 28.12 cm^2 > As_{req} = 25.79 cm^2

No . of Φ28 bars = 9.7 bars

⇒ **Use Φ 28 @ 30 cm (Bottom reinforcement – in short direction)**

4.7.7 Check shear strength based on two-way shear action.

column A:-

Check punching shear under column A.
Vu = 3325.044 – 696.36 (1.406*0.953) =2391.98 KN.

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.37\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 1.23\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d$$ ……..**Control**

Where:

β_c = a / b = 50 / 30 =1.66 .

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2{(50+90.6)+(0.953)} =283. cm

α_s = 40 For interior column

$$\Phi Vc = 0.85\times 0.33\sqrt{25.5}(283)(90.6)\left(\frac{100}{1000}\right) = 3631.76\ KN.$$

$\Phi Vc > Vu$ 3631.76 KN > 239.98 KN …… **OK**

column B:-

Check punching shear under column B
. Vu = 7538.18 – 696.36 ((0.7+0.906)*(0.50+0.906)) = 5965.77 KN.
The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad = 0.405\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad = 0.66\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d$$ ……..**Control**

Where:

$_c$ = a / b = 70 / 50 =1.4 .

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= 2{(90.6+70)+(90.6+50)} =602.4 cm

$\sim_s$ = 40 For interior column

$$\Phi Vc = 0.85\times 0.33\sqrt{25.5}(602.4)(90.6)\left(\frac{100}{1000}\right) = 7730.65\ KN.$$

$\Phi Vc > Vu$ 7730.65 KN > 5965.77 KN ….. **OK**

4.8 Design of Strip Footing:

4.8.1 Strip Dead Loads

Slab weight =25*3.7*6.3*0.2=116.55 KN.

Slab weight (D.L.) per one meter of the wall = $\frac{116.55}{3.7*2+6.3*2} = 5.83 KN/m$

Slab weight (L.L.) per one meter of the wall= $\frac{10*(6.3*3.7)}{3.7*2+6.3*2} = 11.655 KN/m$

Weight of wall (D.L.) = (height) * (thickness of wall)*(1m wide)* (γc)

Weight of wall (D.L.) =53.5*0.2*25=267.5 KN/m.

Stair reaction (D.L.) = $\frac{27.14}{1.4*6.5}*30 = 89.4\, KN/m$

Stair reaction (L.L.) = $\frac{21.9}{1.7*6.5}*30 = 59.4\, KN/m$

Total factored dead load = 362.73 *1.4 = 507.82 KN/m.

Total factored live load = 71.06 *1.7 = 120.8 KN/m.

4.8.2 Determine the footing width :

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Assume footing thickness is 0.25 m.

Pressure of the footing concrete = 0.25* 25 = 6.25 KN/ m².

Net soil presser = 500 KN/m² -6.25 KN/m² = 493.75 KN/m².

$$Footing\ \ width = \frac{71.06 + 362.73}{493.75} = 0.88\ \ m$$

So select 90 cm width of strip footing.

Determined of the contact pressure:

$$[P_{net}] = \frac{P_u}{Area} = \frac{628.62}{0.9*1} = 698.5\ \ kN/m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}\, b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.85 \times \frac{1}{6}\sqrt{25.5} \times (100) \times \frac{10}{1000}(100d) = \frac{698.5}{10}\left(\frac{0.9-0.2}{2} - d\right)$$

$$1.024(d) = 0.35 - d$$

$$(d) = 0.173\ m$$

$$Total\ thicness = 17.3 + 8 + 1.6 = 26.9\ cm$$

So select strip thickness as 30 cm.

So recalculate the net soil pressure

Pressure of the footing concrete = 0.30* 25 = 7.5 KN/ m².

Net soil presser = 500 KN/m² -7.5 KN/m² = 492.5 KN/m².

$$Footing\ \ width = \frac{71.06 + 362.73}{492.5} = 0.88\ m$$

So select **90 cm** width of strip footing.

4.8.3 Determine reinforcement for moment strength :

$$Mu = (Pnet)\left(\frac{footing\ width - wall\ width}{2}\right) * \left(\frac{footing\ width - wall\ width}{4}\right)$$

$$= 492.5 * 0.35 * (0.35/2)$$

$$Mu = = 4.28 \text{ t.m/m}.$$

$$\text{Required } R_n = \frac{M_u * 10^5}{\Phi * b * d^2}$$

$$\text{Required } R_n = \frac{4.28 * 10^5}{0.9 * 100 * 21.4^2} = 1038\ Kg/cm^2$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.38$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$\rho = \frac{1}{19.38}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.38)(1.45)}{4200}}) = 0.00253 \geq \rho_{min} = 0.002$.

$A_{req} = \rho * b * d = 0.00253 * 100 * 21.40 = 5.42\ cm^2$

Use Φ12 at 20 cm….. $A_{prov.} = 5.65\ cm^2$

4.8.4 Development length of main reinforcement:

$$Ld = \frac{f_y}{2\sqrt{f_{c'}}} \sim . \quad .¥ . d_b$$

For Φ12 bars:

$$Ld = \frac{420}{2 * \sqrt{25.5}} 1*1*1*1.2 \geq 30\,cm$$

$$Ld = 49.9\ cm \quad \geq 30\,cm$$

$$Availble\ Ld = 30\,cm \leq \text{Re}\,quiered\ Ld = 49.9\ cm$$

$$So, a\ s\,\text{tan}\,dardhook\ of\ (20\,cm) must\ be\ used\ to\ provide\ Ld.$$

4.8.5 Design of longitudinal bars:

$A_{sreq.} = \rho * b * h$

$= 0.002 * 90 * 30$

$= 5.4\ cm^2$

Use Φ12 @ 20 cm….. $A_{prov.} = 5.65\ cm^2$

4.8.6 design of dowels bars :

As $min_{req} = 0.0012 * 100 * 20 = 2.40\ cm^{2.}$

Use Φ 8 at 20 cm…….. $A_{prov.} = 2.63\ cm2$

$$Ld = \left(\frac{fy}{4\sqrt{f'c}} \sim \times \quad \times ¥ \times db\right) = \left(\frac{420}{4\sqrt{25.5}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.8\right) = 16.60.cm.$$

Ld available = 30 -8 -1.2 =20.8 cm > 16.60 cm …..ok.

4.9 Design of Retaining Wall:

4.9.1 Loads Calculation:

γ_{soil}=1.7 ton/m³ (Unit weight of the soil)

Φ=30° (For granular material)

H = 6 m (Height of retaining wall)

$Ka = 0.58$

4.9.1.1 (D.L. calculation)

$\pm v = ¥ \times H$ = 10.2 ton/m²

$\pm_h = \pm_v * Ka * 1m$ = 5.92 Ton/m

4.9.1.2 (L.L. calculation)

$\pm_v = 5 \ KN/m^2$

$\pm_h = 0.5 * 0.58 * 1m = 0.29 \ Ton/m$

Total factored dead load =5.92 * 1.7 = 10.06 Ton/m

Total factored live load = 0.29 * 1.7 = 0.493 Ton/m

Wu = 10.56 Ton/m

(At wall base for 1m strip)

4.9.2 Determine thickness of retaining wall:

Try ρ = 0.5ρmax =0.00975

Use ρ ≈ 0.01

m= 19.38

Mu = 7.54 ton.m

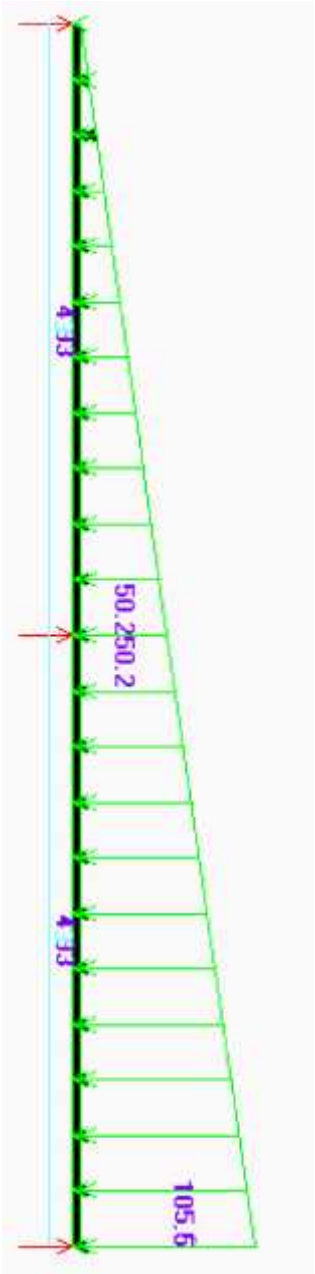


fig.(4.24) retaining wall loads

Mn = 8.38 ton.m

$Rn = \rho Fy(1 - 0.5\rho m) = 3.79$ MPa

$d_{req} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn \times b}} = \sqrt{\frac{8.38 \times 10^5}{3.79 \times 10 \times 100}} = 14.5$ cm

If Φ20 bars are used:

h=(14.5+2+7 cover) = 25.5 cm

∴ Use h=30 cm.

d=30-(2+7 cover) = 21 cm

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{8.38*10^5}{100*21^2} = 19\,Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{Fy}}\right) = 0.00474$$

For the vertical reinforcement:

$\Rightarrow A_{s\ min}$ = 0.0012*b*h

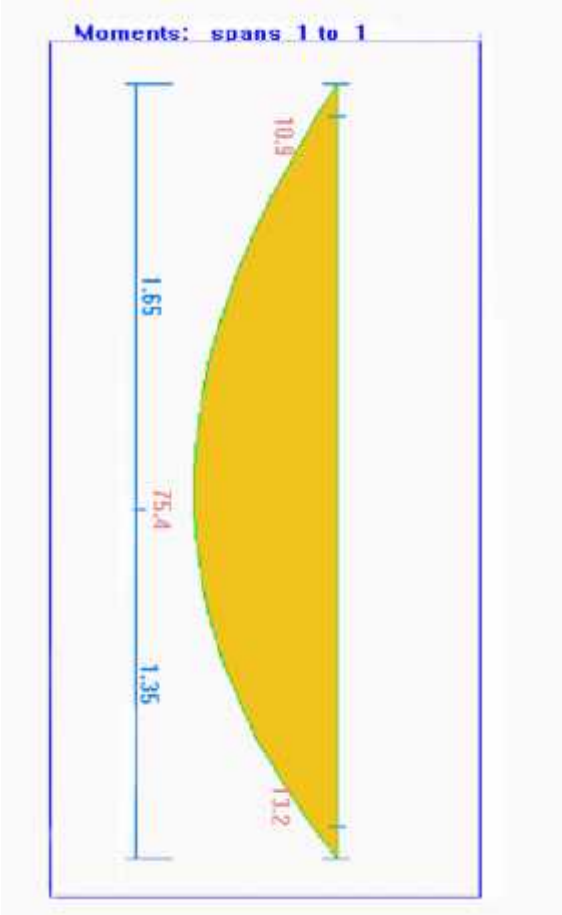
$A_{s\ min} = 0.0012 * 100 * 30 = 3.6\ cm^2$

$\Rightarrow A_{s\ min} = 3.6\ cm^2$

$As\,min = 3.6\ cm^2 \le As\,req = 9.95\ cm^2$

Use Φ16 @ 20 cm..... $As_{prov.} = 10.05\ cm^2$

This reinforcement is for the total positive moment area in the wall.



Fig(4.25) Moment diagram (KN.m) for the lower segment

4.9.3 Design of negative reinforcement

Mu = 4.42 ton.m

Mn = 4.91 ton.m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{4.91*10^5}{100*21^2} = 11.14\,Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{Fy}}\right) = 0.00272$$

$$As\,req = 5.72\ cm^2 \geq As\,\min = 3.6\ cm^2$$

Use Φ14 @ 25 cm..... $As_{prov.}$ = 6.16 cm²

This reinforcement is for the total negative moment area in the wall.

In the other direction (Horizontal) provide shrinkage and temperature reinforcement.

For the horizontal reinforcement:

$$As\,\min. = 0.002*100*30 = 6\,cm^2$$

Use **Φ14@25cm** =6.16 cm²/m (In two layers)

⇒ Dowels = As_{min}. For the vertical reinforcement = A_s min = 3.6 cm²

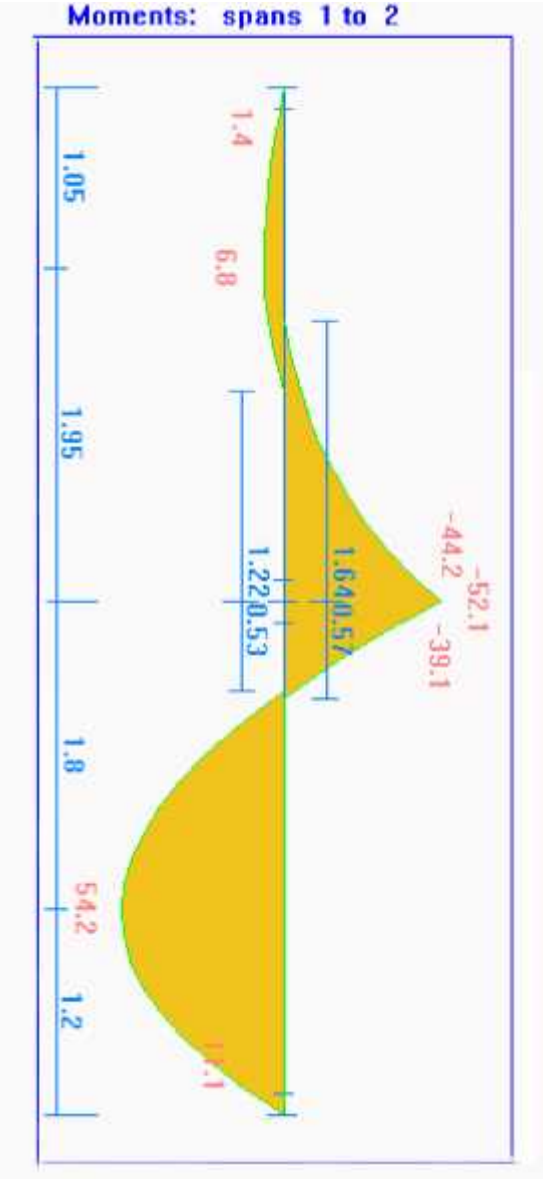


Fig.(4.26) Moment diagram (KN.m) for the total wall

4.10 Design of Stairs:

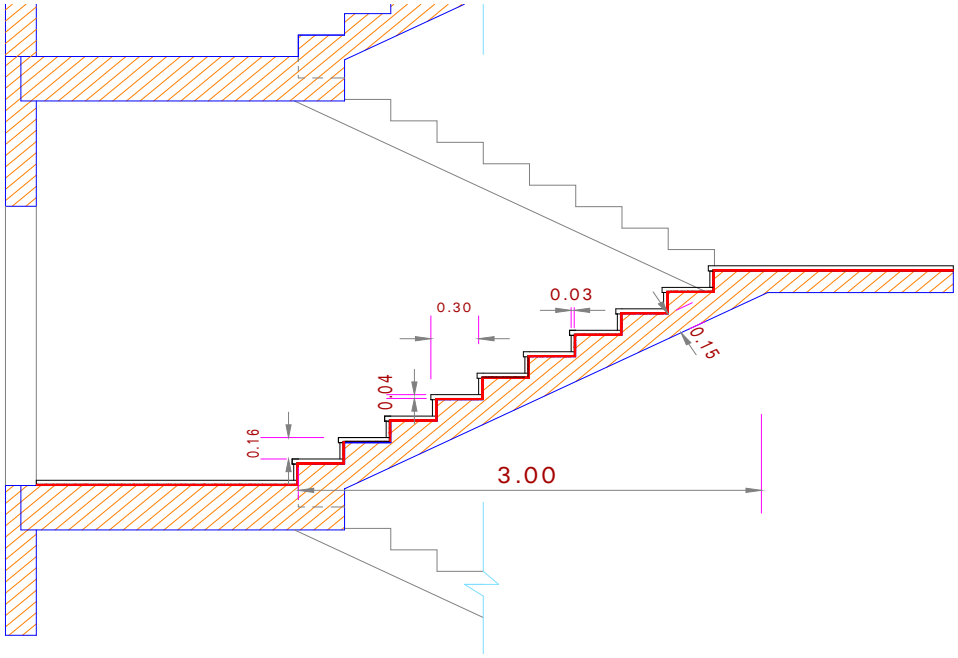


Fig. (4.27): Stair Detail

4.10.1 Dead load:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{330}{20} = 16.5\ cm \approx Take\ it\ as\ \ 16\,cm$$

$$- = \tan^{-1}\left(\frac{16}{30}\right) = 28.8^{\circ}$$

(DL) H – plate = $0.03 * 22 * \frac{0.33}{0.30}$ = 0.726 kN/m^2.

(DL) V – plate = $0.03 * 22 * \frac{0.13}{0.30}$ = 0.286 kN/m^2.

(DL) Concret plat $= \frac{(0.15m)(25kN/m^3)}{\cos 28.8} = 4.565\,kN/m^2$

(DL) Steps = $(\frac{0.16m}{2}) * 25\,kN/m^3 = 2.0\,kN/m^2$

(DL) H – mortar = 0.02* 22 = 0.44 KN/m^2

(DL) V – mortar = 0.02 * (0.13/0.3) * 22 = 0.191 KN/m^2

(DL) Sand = 0.06* 16.4=0.984KN/m^2

(DL) Plaster $= \frac{(0.02m)(22\,kN/m^3)}{\cos 28.8} = 0.502\,kN/m^2$

Total dead load = 9.694 KN/m^2

Factored dead load = 1.4(9.694) = 13.572 KN/m^2.

Live load = 5 KN/m²**.**

Factored live load = 1.7(5) = 8.5 KN/m^2**.**

Wu **=** Factored dead load **+** Factored live load**…..for 1m of the stair slab**

Wu **=** 13.572 + 8.5

Wu = 22.072 kN/m**.**

4.10.2 Design for positive moment:

Calculate the magnitude of support reaction in stair:

Ay = Wu * $\frac{L_S}{2}$ = 22.072 ***** $\frac{3.3}{2}$ = 39.73 Ton.

using Φ 14 bars

d = 16-2-0.6 = 13.4 cm.

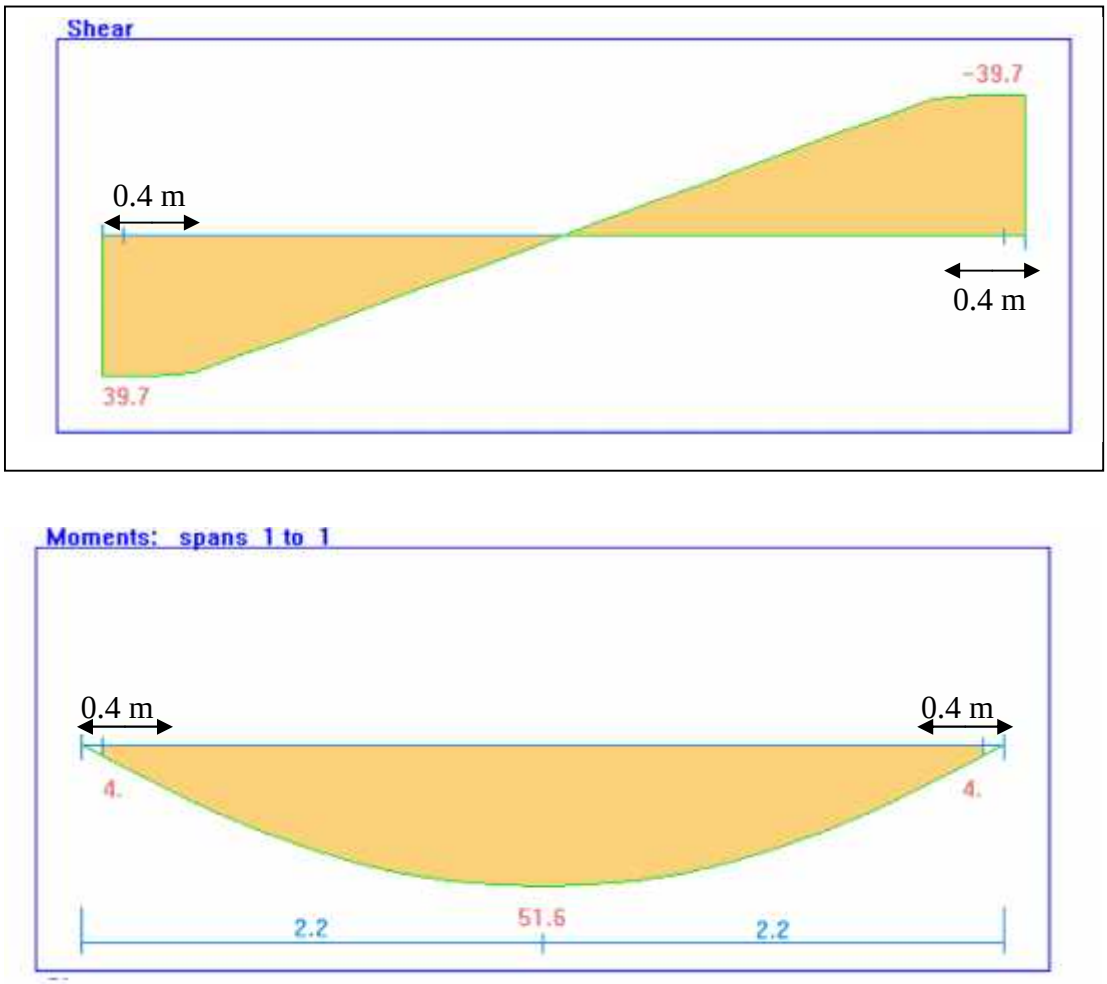


Fig. (4.28):Shear and moment of Stair

Calculate the magnitude of the max. Moment by using the shear diagram:

Mu= *Shear Area* .....*KN*.*m*

$Mu = 39.73*0.4 + 0.5*1.8*39.73 = 51.65 \ \ KN.m$

Mn = 51.65/0.9 = 57.39 kN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{57.39 * 10^{-5}}{(100)(13.4)^2} = 32.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_{c'}} = \frac{420}{0.85 * 25.5}$$

$m = 19.38$

$$\rho = \frac{1}{m}\left[1-\sqrt{1-\frac{2\,m\,R_n}{f_y}}\right]$$

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left[1-\sqrt{1-\frac{2*19.38*32.94}{4200}}\right]$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = \rho .b.d$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} \geq \frac{1.4}{fy} = 0.003 \geq 0.0033$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$0.0033 \leq 0.0065 \leq 0.0309$$

As = 0.0065(100)(13.4) = 11.29 cm^2

- **Use Φ18 ….@ 20 cm**. $A_{S\ provided.}$ = 12.7 cm^2

By provide (As_{min}) for the negative Moment Area :"at the top of the edges"

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} b.d \geq \frac{1.4}{fy} b.d$$

$$= 3.97\ cm^2 \geq 4.42\ cm^2$$

As_{min}= 4.42 cm^2

- **Use Φ12 …. @ 25 cm**. $A_{S\ provided.}$ = 4.52 cm^2

4.10.3 Development length of the bars:

$$Ld = \frac{f_y}{2\sqrt{f_{c'}}} \sim . \quad .¥ . d_b$$

For Φ18 bars:

$$Ld = \frac{420}{2*\sqrt{25.5}} 1*1*1*1.8$$

$$Ld = 74.86\ cm$$

For Φ12 bars:

$$Ld = \frac{420}{2*\sqrt{25.5}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 49.9\ cm$$

4.10.4 Landing Design:

(DL) mortar = 0.02* 22 = 0.44 KN/m^2

(DL) Plate = 0.03* 22 = 0.66 kN/m^2.

(DL) Concret plat $= (0.22\,m)(25kN/m^3) = 5.50\,kN/m^2$

(DL) Plaster $= (0.02m)(22\,kN/m^3) = 0.44\ kN/m^2$

Total dead load per 1 m = 7.04 KN/m

Live load = 5 KN/m**.**

Factored dead load = 1.4(7.04) = 9.856 KN/m

Factored live load = 1.7(5) = 8.5 KN/m^2**.**

Reaction of the step's slab = 39.73 KN/m

Wu **=** Factored dead load **+** Factored live load**+** Reaction of the step's slab …..for 1m of the stair slab

Wu **=** 18.356 + 8.5 + 39.73

Wu = 58.1 kN/m**.**

Mu= $\frac{W_u * L^2}{8} \ldots\ldots KN.m$

Mu= $\frac{58.1*(3.1)^2}{8} = 69.8 \ldots\ldots KN.m$

Mn = 69.8/0.9 = 77.6 kN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.76 * 10^{-5}}{(100)(19.4)^2} = 20.6\ kg/cm^2$$

$m = 19.38$

$$\rho = \frac{1}{19.38}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.38 * 20.6}{4200}}\right]$$

$\rho = 0.00516$

$A_s = \rho .b.d$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} \geq \frac{1.4}{fy} = 0.003 \geq 0.0033$$

$$0.0033 \leq \ 0.00516 \leq \ 0.0309$$

As = 0.00516(100) (19.4) = 10.01 cm^2

- **Use Φ16 …. @ 20 cm**. $A_{S\ provided.}$ = 10.05 cm^2

4.10.5 Shrinkage &Temperature Reinforcement

As = 0.002(100) (16) = 3.2 cm^2

- **Use Φ10 …. @ 25 cm**. $A_{S\ provided.}$ = 3.2 cm^2

4.11 Design of Shear wall

Using Jordanian code the horizontal forces were obtained in each part of building "A"&"B" as detailed in the previous chapter .

figure below shows horizontal forces on right part of building (Part B)

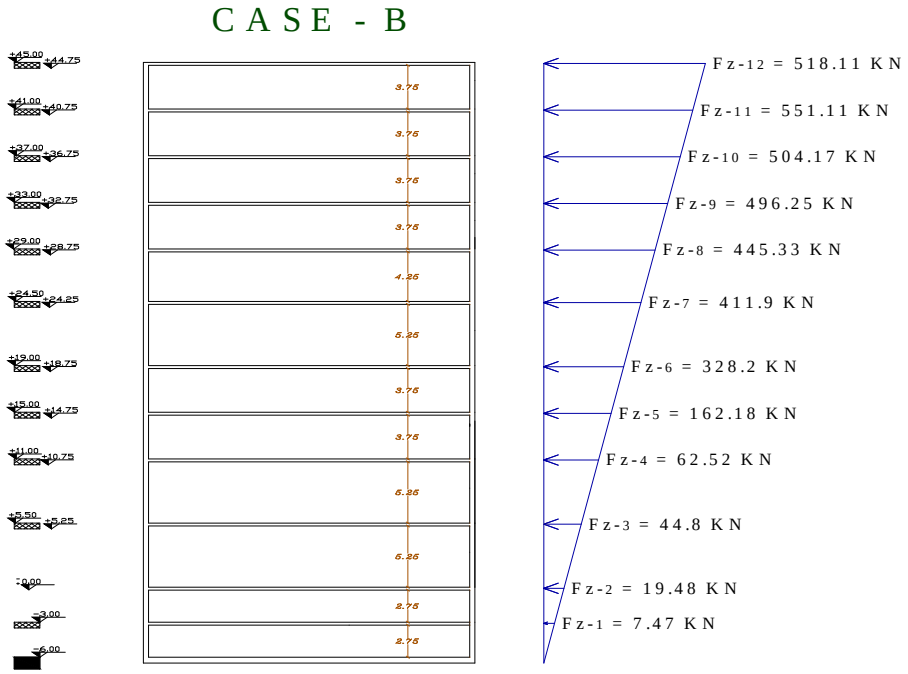


Fig. (4.29): earthquake load for part B

Wall that carries the largest part of these horizontal forces was determined with the aid of a computer program called (MB-SOFTWARE) , by comparing stiffness and moment of inertia of all walls in each floor , then wall that had the largest part of load and the smallest length was chosen .

Wall (W20B) was the most dangers one , then design of this wall would be explained in this section as follows :-

$f_{c`}$ =25.5 Mpa.

f_y =420 Mpa

Assume thickness of the wall = 40 cm .

$$\frac{L_w}{2}=\frac{6}{2}=3m.....Controll$$

$$\frac{h}{2}=\frac{51}{2}=25.5m$$

For part "B"

V_u= 3551.52 KN.

$$V_n=\frac{V_u}{0.85}=4178.24\ \ KN$$

$$\mathrm{d}=0.8\mathrm{Lw}\ \Rightarrow \mathrm{d}=0.8*6\mathrm{m}=4.8\ \mathrm{m}$$

$$V_c=\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd\ =\left(\frac{\sqrt{25.5}}{6}\right)(40)(480)\left(\frac{100}{1000}\right)=1615.92\ \mathrm{KN}.$$

$$V_u\le\ \Phi Vn\ \Rightarrow\ V_u\le\Phi Vc+\Phi Vs$$

$$3551.5=\ 0.85*1615.92+0.85*\left(\frac{f_y.d.A_v}{s}\right)$$

$$\frac{2177.97}{0.85}=\ \left(\frac{420*480}{10}\right)*\left(\frac{A_v}{s}\right)$$

$\left(\frac{A_v}{s}\right)$ = 0.127 cm

$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$=0.0025 * h

$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$=0.0025 * 40 = 0.1 cm.

Then,

$\left(\frac{A_v}{s}\right)$ = 0.127 cm > $\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min}$ = 0.1 cm.

$$S_{\min} = \frac{L_w}{5} = \frac{600}{5} = 120 \ \ cm$$

$$S_{\min} = 3 * h = 3 * 20 = 60 \ \ cm$$

$$S_{\min} = 45 \ \ cm \quad \text{..... ..... control}$$

So, try $2\Phi 14@15 \ cm$ *for horizontal r*inf *orcement in two layers*

$$\left(\frac{A_v}{s}\right) = \left(\frac{2 * 1.54}{15}\right) = 0.2053 \ \ cm > 0.1257 \ \ cm$$

4.11.2 Design of the vertical reinforcement:

$$A_{vn} = \left[0.0025 + [0.5(2.5 - \frac{h_w}{L_w})\right] * [(\frac{A_v.h}{S_2.h}) - 0.0025\ ].S_1 * h$$

$$A_{vn} = \left[0.0025 + [0.5(2.5 - \frac{51}{6})\right] * [(0.2053\ ) - 0.0025\ ].S_1 * h$$

$$A_v = -0.6059$$

$$So, provide \quad (A_{vn})_{\min} = -0.6059$$

$$(A_{vn})_{\min} = 0.0025 * 40 * 45 = 4.5 \ \ cm^2$$

$$\therefore Use \ 2\Phi 12 \ @ 45 \ \ cm$$

4.11.2 Design of moment:

$$A_{st} = \frac{6}{0.45} * 2 * 113 = 3013.3 \ \ mm^2 = 0.0030133 \ \ m^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left[\frac{0.85 * B_1 * f_{c'} * L_w * h}{A_s * f_y}\right]}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left[\frac{0.85 * 0.85 * 25.5 * 6 * 0.4}{0.0030133 * 420}\right]} = 0.0271$$

$$M_u = \Phi\left[0.5 * A_{st} * f_y * L_w * (1 - 0.027)\right]$$

$$M_u = 0.9 * \left[0.5 * 0.0030133 * 420 * 6 * (1 - 0.0514)\right]$$

$$M_u = 3.324 \quad N.m$$

$$M_u = (134476.3 - 3324 - 25 * 6 * 0.4 * 51) = 128092.3 \quad KN.m$$

$$A_{st} = \frac{M_u / \Phi}{f_y * (L_w - C_w)}$$

$$A_{st} = \frac{128.092 / 0.9}{420 * (60 - 0.3)} = 0.0595 \ m^2$$

$$A_{st} = 594.5 \ cm^2$$

$$\therefore Try \ 2\Phi 36 @ 8 \ cm$$

$$A_{st} = \frac{6}{0.08} * 2 * 1018 = 152700 \ mm^2 = 0.1527 \ m^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left[\frac{0.85 * B_1 * f_{c'} * L_w * h}{A_s * f_y}\right]}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left[\frac{0.85 * 0.85 * 25.5 * 6 * 0.4}{0.1527 * 420}\right]} = 0.372$$

$$M_u = \Phi\left[0.5 * A_{st} * f_y * L_w * (1 - 0.372)\right]$$

$$M_u = 0.9 * \left[0.5 * 0.1527 * 420 * 6 * (1 - 0.372)\right]$$

$$M_u = 108.776 \quad MN.m$$

$$M_u = (134476.3 - 108776 - 25 * 0.4 * 6 * 51 * 3) = 16520.3 \quad KN.m$$

$$A_{st} = \frac{M_u / \Phi}{f_y * (L_w - C_w)}$$

$$A_{st} = \frac{165203/0.9}{420*(5.7)*1000} = 0.0076 m^2$$

$$A_{st} = 76.6 \ cm^2$$

$\therefore$ Provide $8\Phi 36$ *at the edges*

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

(١.٥) الاستنتاجات :

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها.

٣. تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائي المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.

٤. تم استخدام نظام (One-way ribbed slab) في جميع الطوابق نظرا لطبيعة وشكل المنشأ . كما تم استخدام عقدات (Solid slab) لبيوت الدرج والمصاعد وطوابق الكراجات لأنها أكثر فاعلية من عقدات الاعصاب في تحمل الأحمال المركزة ، كما تم استخدام جسور من نوع (T-Beam) نظرا للأحمال الكبيرة في الطوابق.

٥. تم تصميم اساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها(5 Kg/cm^3) ، وبالتالي اختيار الشكل النهائي للاساس بناء على نوع العنصر الانشائي المحمول سواء كان عمود او جدار إلخ... .

٦. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Atir) في التصميم ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة كما هي

في الامثلة الموضحة ، كما تم استخدام برنامج (Prokon) فـــي تصـــميم الاساســـات المشتركه بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وتوافق النتائج.

٧. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الحمال الأردني .

٨. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس .

(٥-٢) التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. ونود هنا ومن خلال هذه التجربة أن نقدم مجموعة من التوصيات نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع انشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم إختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى، مع أنه وفي غالب الأحيان في بلادنا، أن يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة المسلحة والواجهات الحجرية، ذلك أن نظام الأطر غير المكتفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ . ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة ، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضًا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق المعماري، ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كمايلي:

١. حساب الأحمال بنوعيها الميتة والحية والتي يتعرض لها المبنى وعناصره المختلفة.
٢. تصميم العناصر الأفقية من عقدات وأعصاب وجسور وأدراج الخ... .
٣. تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.
٤. مراجعة كفاءة جدران القص، مع العلم بأنه يفضل أن تكون هذه الجدران موزعه بانتظام في اجزاء المبنى وكذلك الاستفادة من وجود الجدران الخارجية وغيرها من الجدران الخرسانية المسلحة، وذلك لمقاومة القوى الأفقية من زلازل وغيرها.
٥. تصميم الجدران الإستنادية "Basement Walls".
٦. تصميم الأساسات بأنواعها وأشكالها المختلفة: المنفصله، المشتركة، المستمره، والحصيره.

٧. المراجعة النهائية للتفاصيل الإنشائية، والتأكد من التوافق التام بينها وبين المخططات والتفاصيل المعمارية.
٨. ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .
٩. يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الانشائيه.

قائمة المصادر والمراجع

١. خليل إبراهيم واكد ، الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية ، دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع ، ٥٠ شارع الشيخ ريحان- الدور الأول – شقة ١٢ عابدين – القاهرة ، جمهورية مصر العربية ، ٢٠٠١م.

٢. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٣. خليل أبو عرام – زياد عوده عوض ، " تصميم مجمع تجاري في مدينة الخليل معماريا" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠٠٥م.

4. Chu-kia Wang - Charies G.salmon , Reinforced Concrete Design , sixth edition , Addison Wesley Educational Publishers , America , 1998.

5. Harvey M.Rubenstein , Central City Malls , A Wiley – Interscience Publication , John Wiley and Publication , New York , Chicester Bricbance Toronto , 1978.

6. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-99) AND Commentary Code (ACI 318M-99).

7. Amer Abu Zeineh – Mohamad AL-sadi – Anas Aqtash , " MULTI -STORY CAR PARK " , Senior Project , Palestine Polytechnic University , Hebron , Palestine , 2001.

8. /http://www.cdd.gotevot.edu.sa

Appendix (A)

Appendix (C)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Yield strength F_y MPa	Without drop panels			With drop panels		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beam	With edge beam		Without edge beam	With edge beam	
300	$L_n / 33$	$L_n / 36$	$L_n/36$	$L_n/36$	$L_n/40$	$L_n/40$
400	$L_n / 30$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n / 33$	$L_n/36$	$L_n/36$

For values of reinforcement yield strength between the values given in the table ,minimum thickness shall be determined by linear interpolation .

Table (4-1) Minimum thickness for two way slab without interior beams

	Minimum thickness, h			
	Simply Supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Member not supported or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
Solid One –Way slab	L / 20	L /24	L /28	L/10
Beams or ribbed one – way slabs	L / 16	L / 18.5	L / 21	L / 8

For F_y other than 400 Mpa the values shall be multiplied by $(0.4+ F_y/700)$

Table (4-2) Minimum thickness of one slab

Table 3.6.1 Maximum Reinforcement Ratio ρ for Singly Reinforced Rectangular Beams (Corresponding to $0.75\rho_b$).

f_y	f'_c = 3000 psi β_1 = 0.85	f'_c = 3500 psi β_1 = 0.85	f'_c = 4000 psi β_1 = 0.85	f'_c = 5000 psi β_1 = 0.80	f'_c = 6000 psi β_1 = 0.75
40,000 psi	0.0278	0.0325	0.0371	0.0437	0.0491
50,000 psi	0.0206	0.0241	0.0275	0.0324	0.0364
60,000 psi	0.0160	0.0187	0.0214	0.0252	0.0283
f_y	f'_c = 20 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 25 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 30 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 35 MPa β_1 = 0.81	f'_c = 40 MPa β_1 = 0.77
390 MPa	0.0241	0.0301	0.0360	0.0402	0.0436
350 MPa	0.0196	0.0244	0.0293	0.0326	0.0354
400 MPa	0.0163	0.0203	0.0244	0.0271	0.0295
f_y	f'_c = 200 kgf/cm^2 β_1 = 0.85	f'_c = 240 kgf/cm^2 β_1 = 0.85	f'_c = 280 kgf/cm^2 β_1 = 0.85	f'_c = 320 kgf/cm^2 β_1 = 0.82	f'_c = 360 kgf/cm^2 β_1 = 0.79
2800 kgf/cm^2	0.0256	0.0319	0.0372	0.0410	0.0444
3500 kgf/cm^2	0.0197	0.0236	0.0276	0.0304	0.0330
4200 kgf/cm^2	0.0153	0.0184	0.0214	0.0236	0.0256

Table (A2) maximum reinforcement ratio