بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائره الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لبرج سكني مكون من ثمانية طوابق

فريق العمل

أحمد سعيد عطاونة "محمود فريز" عطا اللحسة

محمد محمود النجاجرة

إشراف :
د. نصر عبّوشي

فلسطين – الخليل
أيار- ٢٠٠٧ م

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لبرج سكني

فريق العمل

أحمد سعيد عطاونة "محمود فريز" عطا اللحسه

محمد محمود النجاجرة

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع

الاسم : د. نصر عبوشي.

.....

توقيع رئيس الدائرة

الاسم : د. نبيل الجولاني

.....

أيار - ٢٠٠٧

الإهداء

وتهفو النفوس إلى أن تهدي ....
لتودع فيما تهدي قطعة منها ....
وتحس أنها متجهة إلى هناك ....
إلى حنان الأم .... و عطاء الأب ....
إلى صمود الجد.... وسمو الأمل ....
وإصـــــــــــــرار الإرادة التي لا تكـــــــــــــل....

إلى أولئـــــــك....
وشعور الواجب المتدفق نحوهم ....
و اشتياق الاتصال الدائم بهم ....
و الحنين المحرق للالتقاء بهم ....

إلى من هم أكرم منا جميعا .... إلى الشهداء .... إلى الأسرى

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 .

إلى فلسطين .... إلى النبع .... إلى الدمع في عينيها ....
إليكم جميعا أحبتنا نهدي هذا الجهد المتواضع

فريق العمل

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لبرج سكني

فريق العمل

أحمد سعيد عطاونة " محمود فريز" عطا اللحسه

محمد محمود النجاجرة

المشرف

د. نصر عبوشي

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
جامعة بوليتيكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على
درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل – فلسطين

أيار - ٢٠٠٧

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

- بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور نصر عبوشي والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

- مكتب العرين الهندسي، لمساعدتنا على الحصول على المخططات المعمارية

- لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لبرج سكني

فريق العمل
أحمد سعيد عطاونة " محمود فريز" عطا اللحسه

محمد محمود النجاجرة

جامعة بوليتيكنك فلسطين - ٢٠٠٧

المشرف
د. نصر عبوشي

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لبرج سكني.

والمشروع يتكون من ثمانية طوابق، حيث أن طابق التسوية عبارة عن بئر و مخزن، ويليه طابق مكون من جزئين، كراج وشقق سكنية ، ثم الطوابق الخمس الاخرى شقق سكنية،أما الطابق الاخير فهو عباره عن طابق الرووف وهو مكون من شقتين سكنيتين.

وهذا المبنى تم تصميمه" إنشائيا" باعتماد أحمال الكود الأردني واعتماد الكود الأمريكي في تصميم الخرسانة، حيث يحتوي المشروع على التحليل الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، ويحوي أيضا" المخططات الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى".

Abstract

The Structural Design of Multi Story Building.

Work Team

Ahmad Atawneh Mahmoud AL Lahaseh

Mohammad AL Najajrah

Palestine Polytechnic University – 2007

Supervisor:

Dr. Nasr Abboushi

The purpose of this project is the structural design of residential building.

The structural design of the building will be carried out according to the Jordanian code and to the ACI-318-code.

The structural design composed of analysis and design of the several structural members and all of the plans needed to complete the construction.

الفهرس

العنوان	الصفحة

صفحة الغلاف----------(i).

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج----------(ii).

الأهداء----------(iii).

تقرير مشروع التخرج----------(iv).

الشكر و التقدير----------(v).

خلاصة المشروع----------(vi).

Abstract----------(vii).

الفصل الأول----------(١).

١ـ المقدمة----------(٢).

١ـ١ـ نظرة عامة---------- (٢).

١ـ٢ـ مشكلة البحث----------(٢-٣).

١ـ٣ـ أسباب اختيار المشروع---------- (٣).

١ـ٤ـ الهدف من المشروع---------- (٤).

١ـ٥ـ نطاق المشروع---------- (٤).

١-٦- خطوات المشروع----------(٤-٥).

١-٧- محتويات المشروع----------(٥-٦).

الفصل الثاني----------(٧).

٢-الوصف المعماري----------(٨).

٢-١- المقدمة----------(٨).

٢-٢-وصف عام للمشروع----------(٨-٩).

٢-٣-التعديلات المعمارية----------(٩).

٢-٤-وصف الموقع العام للمشروع----------(٩-١١).

٢-٥-وصف الواجهات----------(١٢-١٥).

٢-٦-وصف مواقف السيارات----------(١٦).

٢-٧-تحقيق الفعاليات المختلفة----------(١٦).

الفصل الثالث----------(١٧).

٣-الوصف الإنشائي----------(١٨).

٣-١-المقدمة----------(١٨-١٩).

٣-٢-هدف التصميم الإنشائي----------
(١٩).

٣-٣-الأحمال----------
(١٩).

٣-٣-١- الأحمال الرئيسية المباشرة----------(٢٠-٢٥).

٣-٣-٢- الأحمال الثانوية----------
(٢٥).

٣-٤- العناصر الانشائية المكونة للمبنى----------(٢٥).

٣-٤-١- العقدات----------(٢٥-
٢٧).

٣-٤-٢- الجسور----------(٢٧-٢٨).

٣-٤-٣- الأعمدة----------(٢٨).

٣-٤-٤- جدران القص----------(٢٨).

٣-٤-٥- الجدران الاستنادية----------(٢٨-٢٩).

٣-٤-٦- الأدراج----------(٢٩).

٣-٤-٧- الأساسات----------(٢٩-٣٠).

٣-٥- برامج الحاسوب ----------
(٣٠).

Title	Page

4-Chapter Four---------- (31).

4-1-Introduction---------- (34).

4-1-1-Determination of the Slab thickness---------- (34-36).

4-1-2-Design of Rib (R1) ---------- (36).

4-1-3-Design of topping---------- (37-38).

4-1-4-Design of Positive Moment---------- (38-43).

4-1-5-Design of Negative Moment---------- (43-46).

4-1-6-Shear Design of Rib (R1) ---------- (46-49).

4-1-7-Limitation of Deflection---------- (49-50).

4-2-Design of Beam (B1) ---------- (51).

4-2-1-A- Load calculation---------- (51-52).

4-2-1-B-Determination of the beam width (b)---------- (52-53).

4-2-2-Design of Positive Moment---------- (53-56).

4-2-3-Design of Negative Moment---------- (56-59).

4-2-4-Design of Shear---------- (59-63).

4-2-5-Limitation of Deflection---------- (64-65).

4-3-Design of column---------- (66).

4-3-1-Design of longitudinal Reinforcement---------- (66-67).

4-3-2-Check Slenderness Effect---------- (67-71).

4-3-3-Design of the ties Reinforcement---------- (71).

4-4-Design of Isolated Footing----------(72).

4-4-1-Load Calculation----------(72).

4-4-2-Determination of Footing Area----------(72).

4-4-3-Determination of Footing Depth----------(73).

4-4-4-Chech of Punching shear----------(73-75).

4-4-5-Design of Dowels----------(75-76).

4-4-6-Design of Bending Moment----------(76-79).

4-5-Design of Strip Footing----------(80).

4-5-1-Load Calculation----------(80).

4-5-2-Design of Footing Width----------(80-81).

4-5-3-Design of Reinforcement----------(81-83).

4-5-4-Design of Dowels----------(84).

4-6-Design of Mat Foundation----------(84).

4-6-1-Load Calculation----------(84-85).

4-6-2-Design in X-Direction----------(85).

4-6-2-1-Estimation of Footing Depth----------(85-86).

4-6-2-2-Design of Reinforcement----------(86-89).

4-6-3-Design in Y-Direction----------(89-92).

4-7-Design of Staire----------(93).

4-7-1-Detrmination of Slab thickness----------(93).

4-7-2-Load Calculation----------(93-94).

4-7-3-Design of Bending----------(94-96).

4-7-4-Design of Shear----------(96-97).

4-7-5-Design of Landing (#1)----------(97-100).

4-8-Design of Retaining Wall----------(101).

4-8-1-Estimation of depth of Retaining Wall Footing----------(101).

4-8-2-Load Calculation----------(101-102).

4-8-3-Determination of thickness (h) of Retaining Wall--------(102-105).

4-8-4-Estimation of the Foundation Length----------(105-106).

4-8-5-Design against Sliding----------(106-107).

4-8-6-Chech of Bearing Capacity----------(107-108).

4-8-7-Design of Footing ----------(108-112).

4-9-Design of Basement Wall (W3)----------(113).

4-9-1-Load Calculation----------(113).

4-9-2-Determination of Wall thickness----------(113-115).

4-9-3-Design of Reinforcement According to Earth pressure---(114-115).

4-9-4-Design of Reinforcement According to Water pressure--(115-117).

4-10-Design of shear Wall----------(118).

4-10-1-Determination the location of area Centroid----------(118-119).

4-10-2-Determination the location of shear Centroid----------(119-120).

4-10-3-Percentage of load due to each shear wall----------(120-127).

4-10-4-Calculation of Floors weight----------(127-129).

4-10-5-Design of Reinforcement----------(130-133).

٥-١- المخططات الإنشائية----------(١٣٥).

الفصل السادس----------(١٣٦).

٦-١- الاستنتاجات----------(١٣٧-١٣٨).

٦-٢- التوصيات----------(١٣٨).

المصادر و المراجع----------(١٣٩).

الملاحق----------(١٤٠-١٤٥).

فهرس الجداول

العنوان	الصفحة

١- جدول كثافات المواد المستخدمة----------(٢٠).

٢- جدول الاحمال الحية----------(٢١).

٣- جدول احمال الثلوج----------(٢٢).

٤- جدول الرموز----------(٢٤).

Table	Page

(4-1) location of shear wall----------(119-120).

(4-2) part of translation due to FRx &Fry----------(122).

(4-3) translation part table----------(123).

(4-4) translation part table----------(124).

(4-5) represent the rotational part in X-direction----------(125).

(4-6) represent the rotational part in Y-direction----------(126).

فهرس **الأشكال**

العنوان	الصفحة

١- تسلسل اعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط----------(٥).

٢- المخطـــط الهيكلـــي----------
(١٠).

٣- الموقع العام----------(١١).

٤- الواجهـــة الشـــمالية----------
(١٢).

٥- الواجهة الغربية----------(١٣).

٦- الواجهة الشرقية----------(١٤).

٧- الواجهة الجنوبية----------(١٥).

٨- توزيع العناصر الإنشائية----------(١٨).

٩- عقدة خرسانية مصمتة----------(٢٦).

١٠- عقـــدة أعصـــاب----------
(٢٦).

١١- جسر----------(٢٧).
١٢- جسر مدلى----------(٢٧).

١٢- جـــدار اســـتنادي ----------
(٢٨).

١٢- درج خرســـــاني ----------
(٢٩).

Figure	page

(4-1-A) Rib(R1)----------(35).
(4-1-b) Ribbed Slab ----------(36).
(4-2) Spans of Rib(R1)----------(38).
(4-3) Moment Envelop acting on (R1)----------(39).
(4-4) Reinforcement of span #1 in (R1)----------(41).

(4-5) Reinforcement of span #2 in (R1)----------(42).
(4-6) Reinforcement of span #3 on (R1)----------(43).
(4-7) Reinforcement of support (A)----------(45).
(4-8) Reinforcement of support (B)----------(46).
(4-9) Shear Envelop acting on (R1)----------(46).
(4-10) Deflection in (R1) ----------(49).
(4-11) Reinforcement of span #1 due to the deflection----------(50).
(4-12) Reverse Deflection of (R1)----------(50).
(4-13) Beam (B1) ----------(51).
(4-14) Load Distribution on (B1)----------(52).
(4-15) Moment Envelop acting on (B1)----------(52).
(4-16) Shear Envelop acting on (B1)----------(60).
(4-17) Deflection of (B1) ----------(64).
(4-18) Reinforcement of spans(1&6) in (B1)----------(64).
(4-19) Reinforcement of spans(2&5) in (B1)----------(65).
(4-20) Reinforcement of spans(3&4) in (B1)----------(65).
(4-21) Revised deflection of (B1)----------(65).
(4-22) Reinforcement of column(C1) ----------(71).
(4-23-A) Footing (F15)----------(75).
(4-23-B) show check if combined footing req. between (F6&F7)----(79).
(4-24) Mat foundation ----------(84).
(4-25) Factored Load acting on Mat foundation----------(85).
(4-26) check of bearing capacity for section(a-a) in Mat foundation-(85).
(4-27) Shear Envelop for section (a-a) in Mat foundation----------(86).
(4-28) Moment Envelop for section (a-a) in Mat foundation ----------(86).

(4-29) check of bearing capacity for section(b-b) in Mat foundation-(89).
(4-30) Shear Envelop for section (b-b) in mat foundation----------(89).
(4-31) Shear Envelop for section (b-b) in mat foundation----------(90).
(4-32) Side view of stair ----------(93).
(4-33) Load acting on stairs----------(93).
(4-34) Moment Envelop acting on stairs----------(94).
(4-35)Shear Envelop of acting on stairs ----------(97).
(4-36) Moment Envelop acting on landing (#1) ----------(98).
(4-37) Shear Envelop acting on landing (#1) ----------(100).
(4-38) Side view of retaining wall----------(101).
(4-39) Moment Envelop acting on retaining wall----------(102).
(4-40) represent the distribution of load on R.W----------(105).
(4-41) Check of Bearing Capacity----------(107).
(4-42) bearing capacity acting on the foundation of R.W----------(108).
(4-43) Typical section in basement wall ----------(112).
(4-44) Moment Envelop due to soil acting on B.W----------(112).
(4-45) Moment Envelop due to water acting on B.W----------(113).
(4-46) Shear Walls Distribution----------(118).
(4-47) Shear & Moment diagram of shear wall----------(129).

List of Abbreviations

- a = depth of equivalent rectangular stress block, cm.
- a_b = depth of equivalent rectangular stress block at balanced condition, cm.
- a_{max} = depth of equivalent rectangular stress block at maximum ratio of tension – reinforcement , cm
- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_g = Gross area of section.
- A_V = area of shear reinforcement within a distance (S).

- A_T = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- A_S = area of tension reinforcement ,cm^2
- A'_S = area of reinforcement at compression side , cm^2
- b = width of beam in rectangular beam section , cm
- b_e = effective width of flange in T-section beam, cm.
- b_w = width of web for T-section beam, cm.
- C_c = compression force in equivalent concrete block.
- C_s = compression force in compression reinforcement.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension – side reinforcement.
- d' = distance from extreme compression fiber to centroid of compression-side reinforcement.
- E_s = modulus of elasticity of reinforcement ,MPa
- $f'c$ = specified compressive strength of concrete.
- f_y = specified tensile strength of reinforcement.
- M_n = nominal bending moment.
- M_u = factored (ultimate) bending moment.
- R_u = coefficient of resistance.
- t = slab thickness in T-section beam, cm.
- $_1$ = factor as defined by ACI 10.2.7.3.
- £'s = strain in compression – side reinforcement.
- £$_y$ = yield strain of reinforcement.
- ° = ratio of tension reinforcement.
- °$_b$ = ratio of tension reinforcement at balanced condition.
- °$_f$ = ratio of reinforcement equivalent to compression force in slab of T-section beam.
- °$_{max}$ = maximum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.3.3.
- °$_{min}$ = minimum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.5.1.
- °$_{req'd}$ = required ratio of tension reinforcement.
- ¤ = strength reduction factor.
- DL = dead load.
- 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 Load.

- Ld = development length.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load.
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_C = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_S = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete .(Kg/m^3)
- W = width of beam of rip.
- W_u = factored load per unit area.
- d = flexural depth of the beam, cm.
- L = beam clear span, from support face to other support face.
- N = number of stirrups required within a given segment of the beam.
- $N1$ = number of legs for each stirrup.
- V_{sb} = nominal shear strength provided by shear reinforcement at the section where Vs is the max permitted by ACI 11.12.1. Locating of this section is needed to define which maximums provisions applies.
- $V_{sreq'd}$ = required nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_{ud} = factor shear force at distance d from the face of the support.
- $V_{u\ req'd}$ = factored shear force at the mid- span of the beam, will not be zero if the beam is partially loaded with superimposed loads.
- ¤$V_{n\max}$ = reduced shear strength of the beam section located a long the beam span where minimum shear reinforcement is required in accordance with.
- X_b = the distance along the beam at which V_{sb} occurs. For any beam section within the distance X_b , V_{sb} is based on 11.5.4.3 , other wise is based on 11.5.4.1,
- $X_{\max}$ = distance from the face of the support along the beam span after which stirrups shall be placed with the maximum spacing per. 11.5.4.1 and 11.5.4.3
- E_c = modulus of elasticity of concrete ,MPa , see 8.5.1
- EI = flexural stiffness of compression number.
- f_s = calculated stress in reinforcement at service load, MPa.
- I_g = moment of inertia of gross concrete sectional about centroidal axis , neglecting reinforcement , mm^4

- I_{se} = moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section ,mm^4
- k = effective length factor for compression member.
- M_1 = smaller factor end moment on a compression member .positive if member is bent in single curvature, negative if bent in double curvature mm-n.
- M_2 = larger factored end moment on compression member ,always positive , mm-2
- P_b = nominal axial load strength at balanced strain condition. See 10.3.2, N.
- P_c = critical load, see Eq.(10-10),N.
- P_n = nominal axial load strength at given eccentricity, N.
- P_o = nominal axial load strength at zero eccentricity, N.
- P_u = factored axial load at given eccentricity, N $\leq$ ¤P_n .
- r = radius of gyration of cross section of a compression member ,mm
- ¢$_{ns}$ = moment magnification factor for frames not braced against sides way, to reflect of member curvature between ends of compression member.
- $R1 : rib1$.
- $B1 : beam1$
- *R .W :Retaining wall.*
- *B.W: Basement wall.*

الفصل الأول

المقدمة

(١-١) نظرة عامة.

(١-٢) مشكلة البحث.

(١-٣) أسباب اختيار المشروع.

(١-٤) الهدف من المشروع.

(١-٥) نطاق المشروع.

(١-٦) خطوات المشروع.

(١-٧) محتويات المشروع.

الفصل الأول

(١) - المقدمة :-

١-١ نظره عامة:-

[١] نشأ الإنسان الأول على الأرض في ظروف غير مستقره ، لأنه كان يعيش على الصيد فلم يكن لديه من الفراغ أو الاستقرار ما يمكنه من النهوض بنفسه ، وعندما عرف الزراعة وسكن الوديان والأنهار الخصبة بدأ حياه مستقره ، لديه فيها من أوقات الفراغ ما يمكنه من مواجهة حاجياته المختلفة وكان أولها بالطبع إنشاء المسكن الآمن فكانو " ينحتون من الجبال بيوتا ومن الشجر ومما يعرشون".

وكان الهدف من هذه البيوت هو المنفعة والاستقرار فكانت تحميهم من حر الصيف وبرد الشتاء ، ومن هنا فإننا نرى أن الإنسان الأول كان يحرص على إدخال عنصر المنفعة، ولذلك فأن الشرط الأول من الشروط الواجب توفرها في المباني هو المنفعة، وعلى مر العصور تطور فكر الإنسان إلى أن يحقق السكن شروط أخرى ظهرت لاحقا، وهي المنفعة ،الاقتصاد ،الجمال والمتانة ، وهو ما سنحاول الالتزام به في هذا المشروع .

إن موضوع مشروعنا هو عمل تصميم إنشائي لبرج سكني مكون من ثمانية طوابق ، حيث تم الحصول على المخططات المعمارية من مكتب العرين الهندسي ، وهذا المشروع قام بتصميمه المهندس المعماري (م- محمد زهدي سلهب) .

١-٢ مشكلة البحث:-

تتلخص مشكلة البحث في عمل تصميم إنشائي متكامل لبرج سكني مكون من ثمانية طوابق ، بحيث يراعي هذا التصميم الأهداف المعمارية ، و العناصر الجمالية ،و يتلخص التصميم الانشائي في توزيع العناصر الانشائية

---

[١] د- مصطفى سليط ، د- محمد احمد عبد الله- الهندسة المدنية ، .

بما يتفق والمخططات المعماريه وكذلك تصميم هذه العناصر المتمثله في العقدات و الجسور والأعمدة و الأساسات و جدران القص.

١-٣ أسباب اختيار المشروع:-

أسباب تتعلق بطبيعة المشروع:-

- تأتي أهمية العمارات السكنية نظرا لأهمية المباني السكنية ، و الطلب المتزايد عليها بسبب ندرة الأراضي و ارتفاع أسعارها، و الزيادة المستمرة في أعداد السكان في أي مدينة بشكل عام ومدينة الخليل بشكل خاص، ومن هذا المنطلق فان اختيار مشروع إنشائي يتعلق بتصميم برج سكني ، يأتي تحقيقا لهذا الهدف .

- أن مشروع البرج السكني يكفل توفير عدد كبير من الشقق السكنية ، بمساحة أرض بسيطة نسبيا مقارنة بإجمالي مساحة الشقق التي يوفرها ، و ذلك عن طريق التوسع الشاقولي(العامودي)، فتوفير مثل هذه الأراضي يساعد في بناء أعداد اكبر من المشاريع، أضف إلى ذلك أن هناك الكثير من الأراضي الزراعية تم استغلالها لأعمال بناء الشقق السكنية ، مما قلل نسبة هذه الأراضي ، ولذلك فأن توفير شقق سكنيه سيساعد في المحافظه على هذه الأراضي الزراعية لاستغلالها لأعمال الزراعة بدلا من أعمال البناء.

أسباب شخصية:-

- رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا ، لأننا في تخصص هندسة المباني ،نصنف بعد التخرج كمهندسين إنشائيين ، وكذلك أن أغلب المشاريع في فلسطين عبارة عن مشاريع صغيرة ، تشمل البيوت السكنية و المحلات التجارية ، إذ تشكل هذه المشاريع ما نسبته ٧٠% من المشاريع في فلسطين.

- رغبة فريق العمل في اكتساب المهارات اللازمة بالتصميم الإنشائي ، وذلك عن طريق ربط النواحي النظرية بالنواحي العملية من خلال التحليل الإنشائي للبرج السكني، وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة ، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.

١-٤ الهدف من المشروع:-

١ - عمل التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة في المشروع .
٢- التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.
٣- ربط النواحي النظرية التي اكتسبناها بالجامعة بالنواحي العملية التي تعرفنا عليها من خلال مساقات التدريب الميداني.
٤- اكتساب مهارات استخدام الحاسوب في عملية التصميم الانشائي بما يرفع من كفائة المهندس المدني قبل الخروج الى سوق العمل.

١-٥ نطاق المشروع:-

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سنقوم بعمل تصميم متكامل للبلاطات الخرسانية، الجسور، الأعمدة، الأساسات،جدران القص و الجدران الاستنادية .
أضف إلى ذلك عمل الفواصل الإنشائية و فواصل التمدد(إذا كانت هناك أي حاجة إليها).

١-٦ خطوات المشروع:-

١- دراسة المخططات المعمارية، وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع وشروطه.
٢- دراسة مخطط قطعة الأرض المقترحة من حيث الموقع وملاءمتها للمشروع، و الحدود و المساحة التي توفرها قطعة الأرض، و المستويات وملاءمتها للتخطيط المعماري و القوانين التنظيمية التي تحكم المنطقة التي يقع فيها المشروع، لمعرفة الارتدادات أو أي شروط أخرى تتعلق بتلك المنطقة.
٣- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للبرج السكني ، وكذلك توزيع هذه العناصر على المخططات مثل توزيع الاعمده والجسور والاعصاب للبلاطات .
٤- تحديد الأحمال الواقعة على المبنى سواءا كانت أحمال ميتة أو أحمال حية ، كذلك أحمال الرياح و الثلوج و الزلازل.

٥- تحليل العناصر الإنشائية المختلفة، لتحديد حالات التحميل المختلفة وبالتالي تحديد أخطر الحالات وعمل التصميم على أساسها.

٦- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل ، مع مراعاة العوامل الأخرى، المتعلقة بعنصر الجمال في المبنى و الفواصل الإنشائية و فواصل التمدد (اذا كان هناك حاجه اليها).

٧- التأكد من صحة التصميم ، وذلك عن طريق الأمثلة اليدوية ، وبرامج التصميم المختلفة.

٨- أنجاز جميع المخططات التنفيذية اللازمة لجميع عناصر المشروع بشكل متكامل وقابل للتنفيذ بحيث يمكن قراءته من قبل أي مهندس إنشائي بسهولة.

شكل(١-٦) يوضح تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط:-

النشاط	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦
اختيار مشروع التخرج																
دراسة المخططات العمارية																
دراسة مخطط قطعة الارض																
دراسة العناصر الانشائية																
تحديد الاحمال																
تحليل العناصر الانشائية																
تصميم العناصر الانشائية																
التأكد من صحة التصميم																
انجاز جميع المخططات																
التحضير لمناقشة المشروع																
مناقشة المشروع																

شكل (١-٦)

١-٧-محتويات المشروع:-

إن كتابة أي بحث علمي بالطريقة الصحيحة يجب أن تتم بترتيب المواضيع التي يعالجها على شكل فصول ، و أبواب متخصصة، ولهذا فقد قمنا بترتيب هذا البحث في عدة فصول يتحدث كل فصل منها عن جانب معين من جوانب المشروع حيث يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي :

- الفصل الأول : يحتوي على مقدمة عامة عن المشروع.

- الفصل الثاني : يحتوي على الوصف المعماري للمشروع.
- الفصل الثالث : يحتوي على الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.
- الفصل الرابع : يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع.
- الفصل الخامس : يحتوي على كافة المخططات الإنشائية .
- الفصل السادس : يحتوي على النتائج و التوصيات التي يتم التوصل إليها بعد الانتهاء من إجراءات البحث.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

(٢-١) المقدمة.

(٢-٢) وصف عام للمشروع.

(٢-٣) التعديلات المعمارية.

(٢-٤) وصف الموقع العام للمشروع.

(٢-٥) وصف الواجهات.

(٢-٦) وصف موقف السيارات.

(٢-٧) تحقيق الفعاليات المختلفة.

الفصل الثاني

٢- الوصف المعماري للمشروع :-

٢-١ المقدمة:-

[٢] يتطلب الإنسان خلال حياته ، حاجات متنوعة، كما أن هذه الحاجات تختلف باختلاف الأفراد ، فحاجات الإنسان العازب تختلف عن ذلك الذي يتطلبه الزوجان مع أطفالهما ، كما أن البعض يمضي قسما كبيرا من حياته داخل المنزل و البعض الأخر خارجه ، و تبرز أهمية المخططات المعمارية في تحقيق الوظائف الرئيسية للمبنى ، فهي الخطوة الأولى لإنجاز أي مشروع ناجح ، وذلك لتحقيقها الحاجات الضرورية التي تهدف إلى تحقيق الراحة و المنفعة للإنسان.

٢-٢ وصف علم للمشروع:-

المشروع عبارة عن برج سكني، مكون من ثمانية طوابق تقوم بالوظائف التالية :-

١- طابق التسوية :- وهو عبارة طابق يتكون من جزأين:-

أ- الجزء الأول عبارة عن بئر تحت سطح الأرض، يستخدم لتخزين مياه الأمطار بمساحة ١٢٠ م^{٢} ، وارتفاع يصل إلى ٢.٩٥م ، أي انه يتسع لحوالي ٢٧٠ م^{٣} ، على اعتبار انه سيملأ حتى ارتفاع ٢.٢٥ م كحد أقصى ، حيث سيقوم هذا البئر بتوفير كمية مياه تصل تقريبا إلى ١٠ م^{٣} لكل شقة .

ب- الجزء الثاني عبارة عن مخزن ، يستخدم كغرفة للبويلر، وذلك لتأمين الفعاليات الميكانيكية داخل المبنى بمساحة ٧٩ م^{٢}.

٢- الطابق الأرضي :- وهو عبارة عن طابق مقسوم إلى جزأين :-

---

[٢] - م- ربيع الحرستاني. ط ٢ ، العمارة متعددة الوظائف ، دار قابس للطباعة و النشر ، لبنان – بيروت – سوريا- ساحة الغبيري- ١٩٩٢ .

- الجزء الأول عبارة عن شقق سكنية ، يتم الوصول إليها عن طريق مدخل يقع على الطريق الرئيسي عددها شقتين.
- الجزء الثاني عبارة عن موقف سيارات (كراج) ، يتم الوصول إليه عن طريق شارع فرعي محاذي للمبنى .

وتبلغ مساحة الطابق الارضي ٦٥٦ م^{٢} .

٣- الطابق الأول و المتكرر، وهو عبارة عن شقق سكنية حيث يحتوي كل طابق من هذه الطوابق المتكررة على أربع شقق سكنية، وتبلغ مساحة هذا الطابق ٦٥٦ م^{٢} .

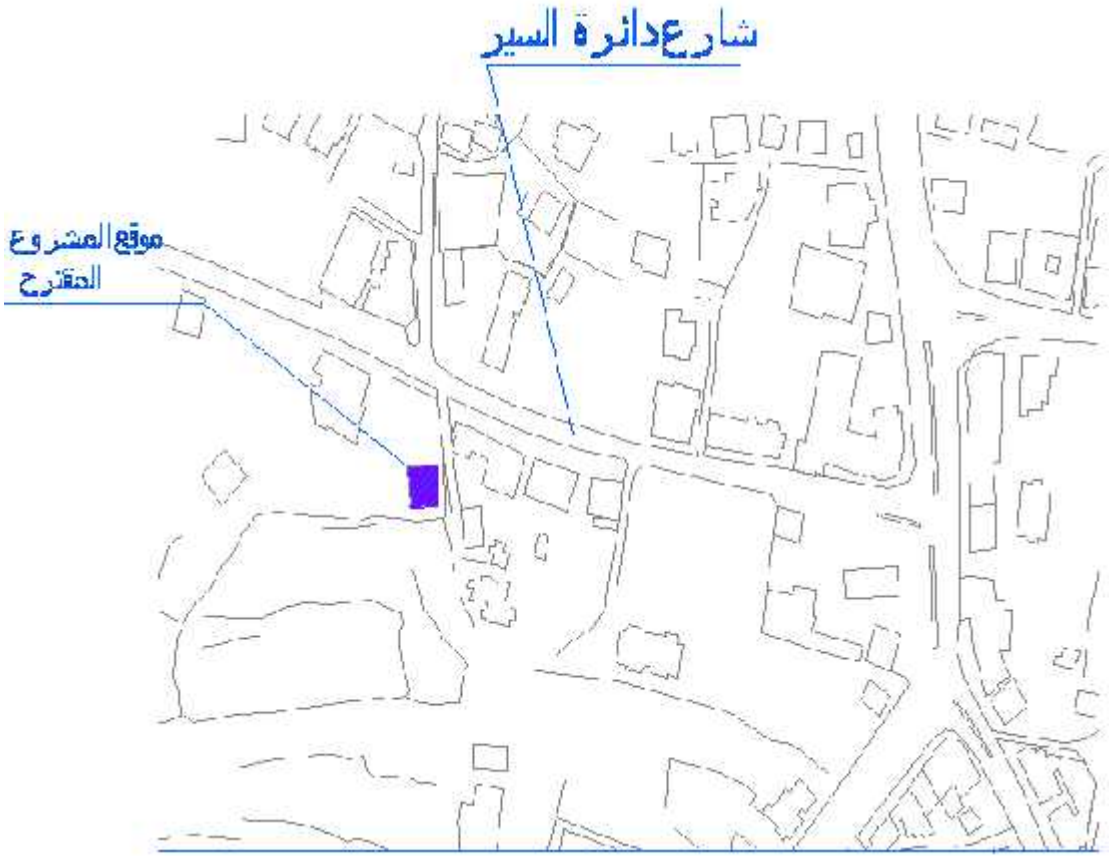
٤- طابق الرووف :- وهو طابق أصغر من حيث المساحة ، حيث يتكون من شقتين وتبلغ مساحتمها ٣٢٨ م^{٢}.

٢-٣ التعديلات المعمارية :-

- إضافة طابق رووف إلى المشروع ، بحيث يحتوي هذا الطابق على شقتين سكنيتين.
- استكمال أعمال رسم المخططات المعمارية للطوابق المضافة ، من خلال رسم الواجهات و القطاعات .
- إضافة بئر إلى المشروع بحجم ٢٧٠م^{٣} .
- تعديل الواجهات و القطاعات .
- رسم مخطط الرووف.
- رسم الموقع العام للمبنى.

٢-٤ وصف الموقع العام للمشروع :-

المشروع المقترح بناءه ، يقع في منطقة دائرة السير وذلك في منطقة تبعد عن الشارع (شارع دائرة السير) حوالي ١٥٠ متر يتم الوصول اليها من خلال شارع فرعي بعرض ١٠ متر، لاحظ الشكل (٢-٤-أ) ، الذي يبين المخطط الهيكلي للمنطقة.



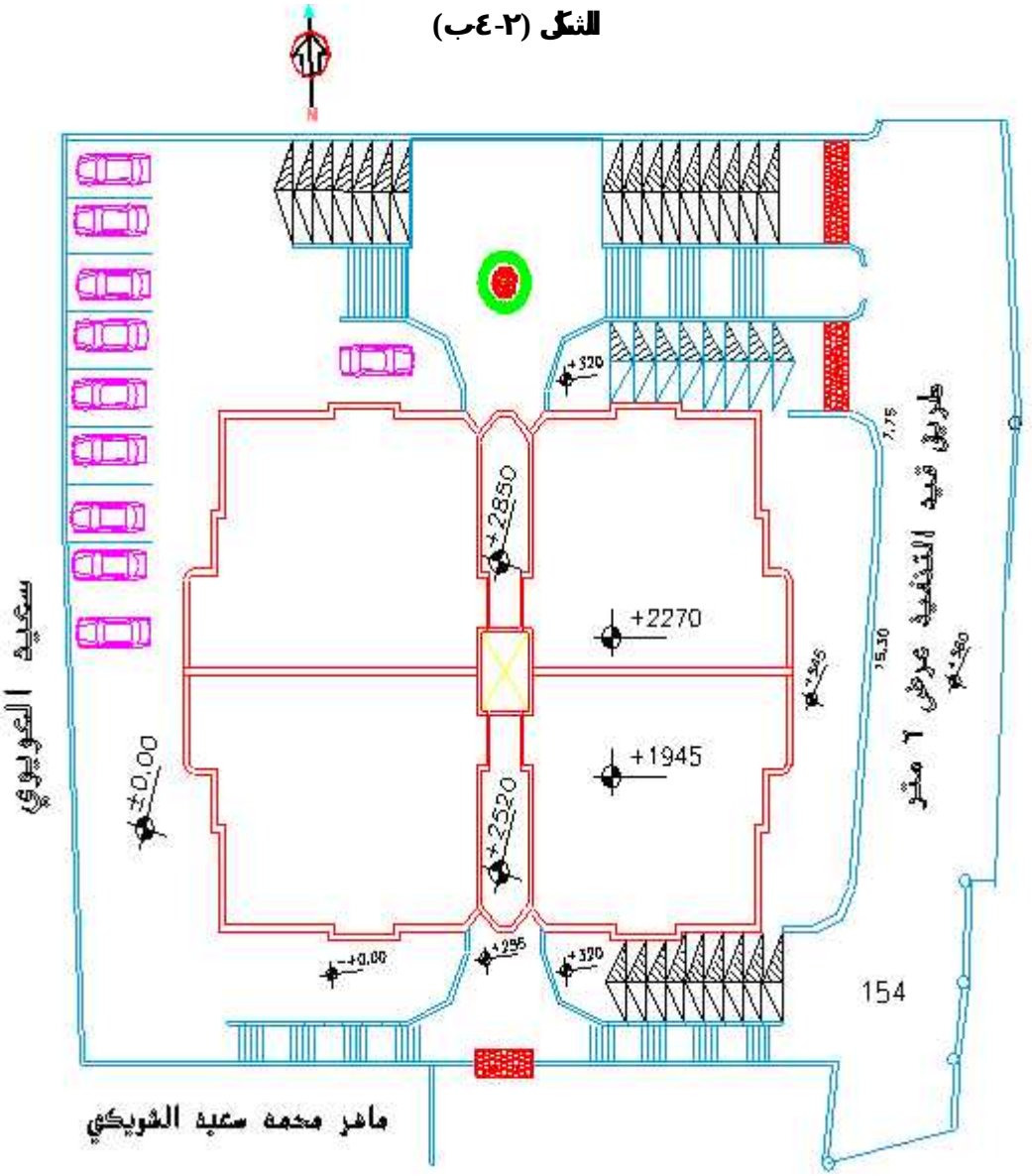
الشكل (٢-٤-أ)

وهي منطقه حيوية تتمتع بميزة سهولة الوصول إليها، وابتعادها عن مناطق الازدحام و الضوضاء (البلدة القديمة) ، وتتمتع قطعة الأرض بعدة ميزات ، أهمها:-

- كبر مساحتها .
- وجود ميلان في قطعة الأرض ساهم في إضافة التسوية.
- وقوعها في منطقة سكنية.
- توفر الخدمات و البنية التحتية في تلك المنطقة.

و الشكل (٢-٤-ب) يبين الموقع العام للمشروع.

الشكل (٢-٤ب)



٢-٥ وصف الواجهات:-

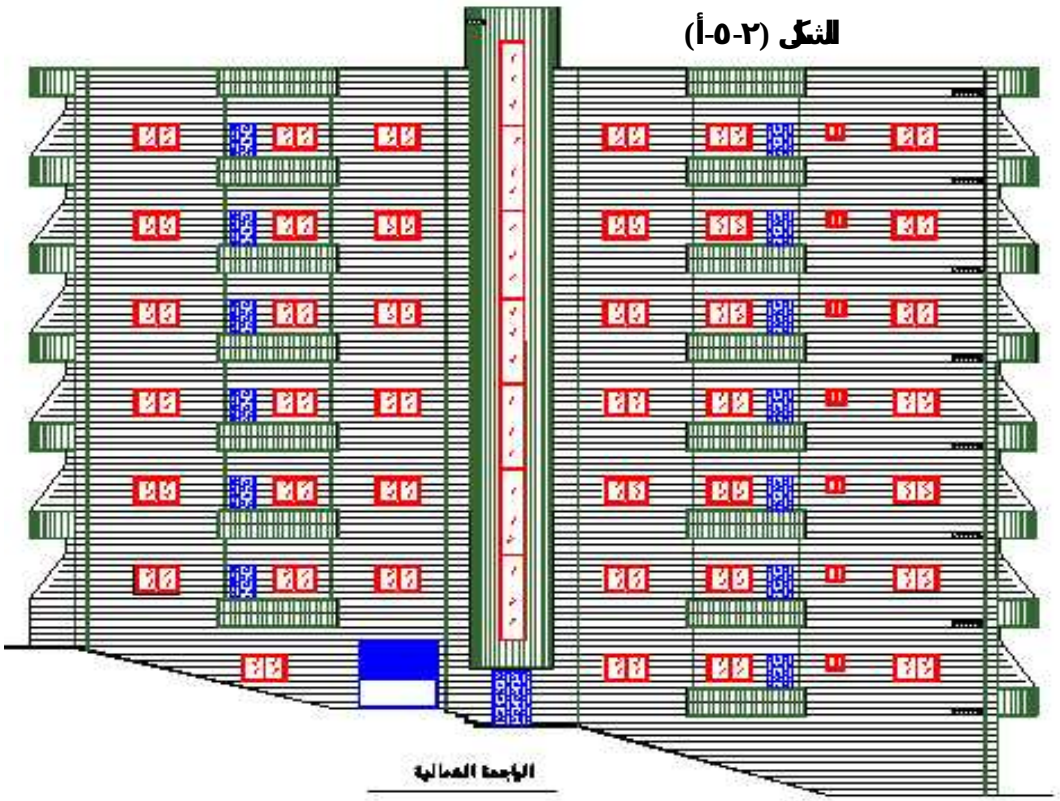
المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية ونوعين من الحجر هما الحجر الملطش وحجر المطبة(المسمسم)، شريطة ملاءمتهما لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال ، حيث يتم استخدام الحجر الملطش في الواجهات، وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب و البلاكين .

٢-٥- أ الواجهة الشمالية :-

وهي الواجهة الرئيسية للمبنى ، وتطل على شارع دائرة السير، ويظهر فيها ثلاثة مناسيب، المنسوب الأول منسوب طابق التسوية، و المنسوب الثاني منسوب الطابق الأرضي ، و المنسوب الثالث منسوب الطابق الأول حيث ساعد تدرج المناسيب في إظهار جمال الواجهة .

تحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى الذي يبدو بارزا إلى الأمام إضافة إلى البلاكين البارزة هي أيضا، مما ساهم في إعطاء المبنى منظرا جماليا أفضل. ، انظر الشكل (٢-٥-أ).

الشكل (٢-٥-أ)



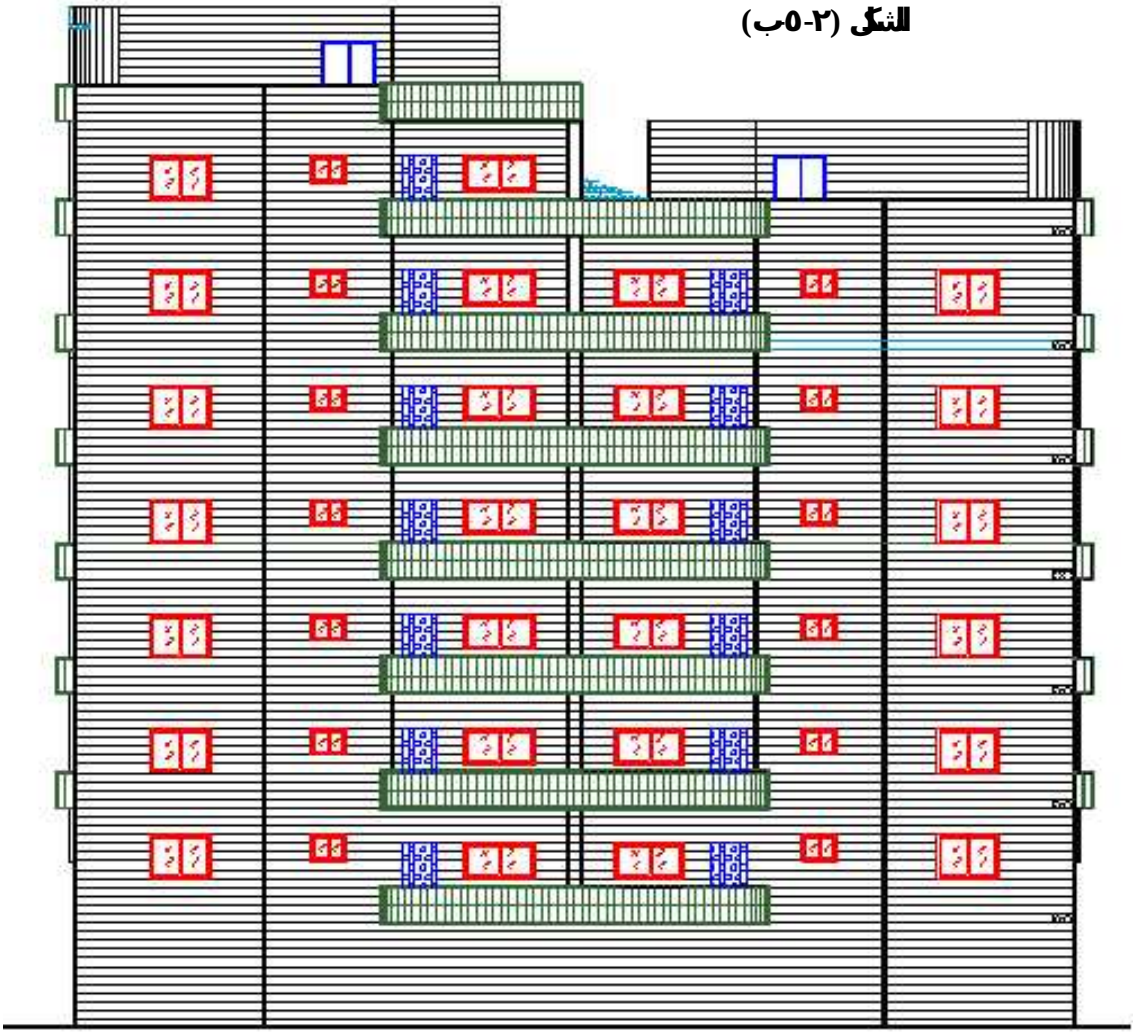
٢-٥-ب الواجهة الغربية :-

ويظهر فيها منسوب واحد هو منسوب طابق التسوية.

وتحتوي هذه الواجهة على بروز متماثل في البلاكين مما جعل الإخراج المعماري لها أفضل.

انظر الشكل (٢-٥-ب).

الشكل (٢-٥ب)



الواجهة الغربية

٢-٥-ج الواجهة الشرقية :-

وهي واجهة مماثلة تقريبا للواجهة الغربية لكنها تبدأ من منسوب الطابق الأول . وهي الواجهه التي تطل على الشارع الفرعي المؤدي للبناية، انظر الشكل (٢-٥-ج).

الشكل (٢-٥-ج)

الواجهة الشرقية

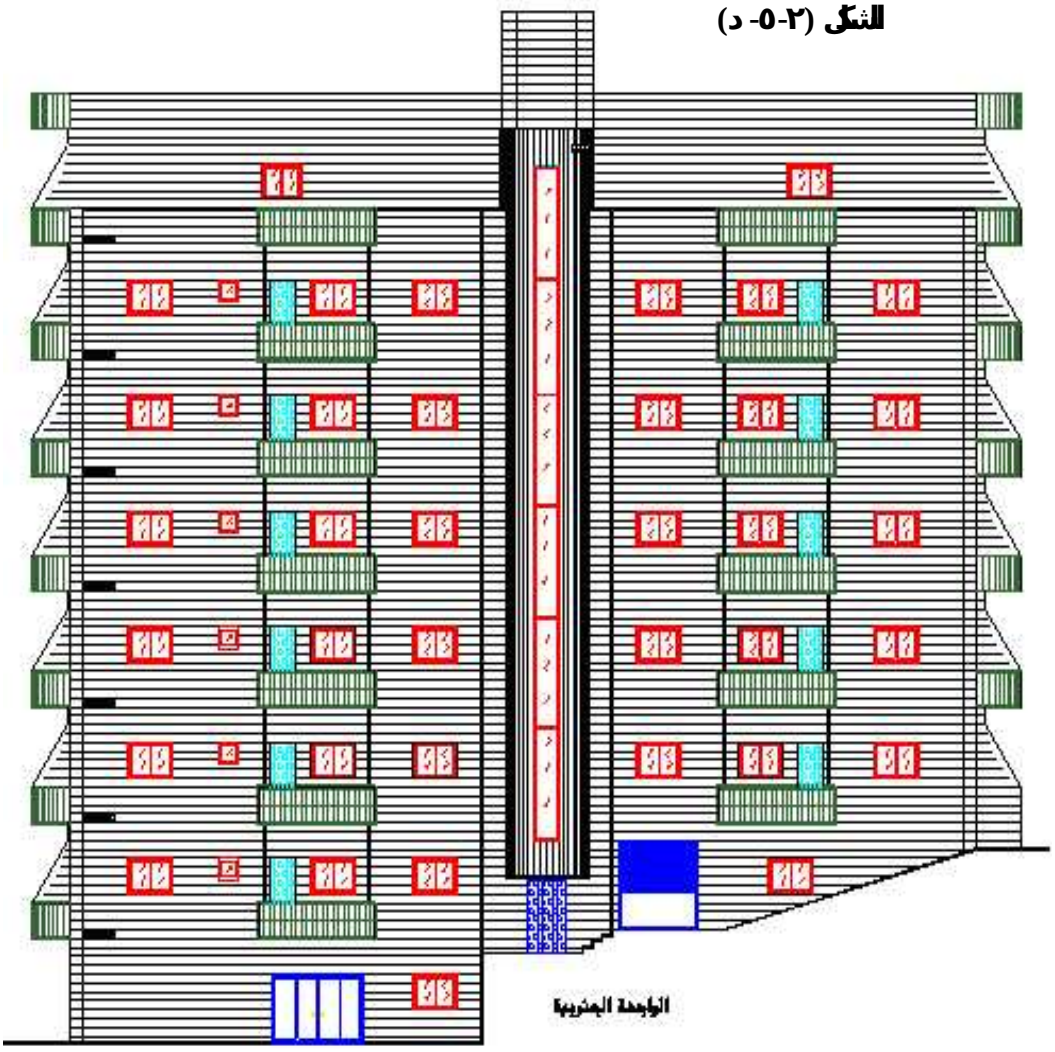
٢- ٥- د الواجهة الجنوبية :-

ويظهر فيها ثلاثة مناسيب ، وهي منسوب طابق التسوية ، و الطابق الأرضي ، ومنسوب الطابق الأول ، وتحتوي هذه الواجهة على ثلاثة مداخل هي :-

مدخل المخزن، مدخل بيت الدرج، ومدخل الكراجات .

و الكتلة البارزة على شكل نصف دائرة المتمثلة بالجدار الخارجي لبيت الدرج تعطي هي الأخرى بدورها منظرا جماليا للمبنى ، حيث سيتم تغطيتها بالحجر الملطش بشكل عمودي. انظر الشكل (٢-٥- د).

الشكل (٢-٥- د)



٢-٦ وصف موقف السيارات:-

يوجد في هذا المشروع موقفين للسيارات :-

الأول : وهو عبارة عن موقف داخلي يوجد داخل العمارة في الطابق الأرضي ويتسع لعشرة سيارات بحيث يمكن الوصول إليه من مدخلين في الجهتين الشماليه والجنوبيه للعمارة السكنية .وتبلغ مساحته ٣٢٨ م^{٢} ويمكن التنقل منه إلى الطوابق العليا عن طريق درج داخلي يصل إلى هذا الكراج .

الثاني : موقف خارجي وهو عبارة عن ساحة تقع بجانب المبنى ويتسع لعشر سيارات.

٢-٧ تحقيق الفعاليات المختلفة:-

تتسم العلاقة بين الفعاليات الموجودة داخل العمارة السكنية بالانسياب و التناسق فيما بينها ، ويتضح هذا جليا في توزيع الشقق وسهولة الحركة و التنقل فيما بينها ، وتعدد طرق التنقل من الأدراج إلى المصاعد، إضافة إلى وجود عدة مداخل للمبنى، مما يوفر راحة أكبر لسكان العمارة، هذا وقد جاء توزيع هذه الشقق الأربعة بما يكفل تحقيق الإضاءة و التهوية بشكل مناسب عن طريق الشبابيك و المنور الذي يتوسط العمارة.

الفصل الثالث

الوصف الانشائي

(٣-١) المقدمة.

(٣-٢) هدف التصميم الانشائي.

(٣-٣) الأحمال.

(٣-٤) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :-

(٣-٤-١) العقدات.
(٣-٤-٢) الجسور.
(٣-٤-٣) الأعمدة.
(٣-٤-٤) جدران القص.
(٣-٤-٥) الجدران الأستنادية.
(٣-٤-٦) الأدراج.
(٣-٤-٧) الأساسات.

(٣-٥)- برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها .

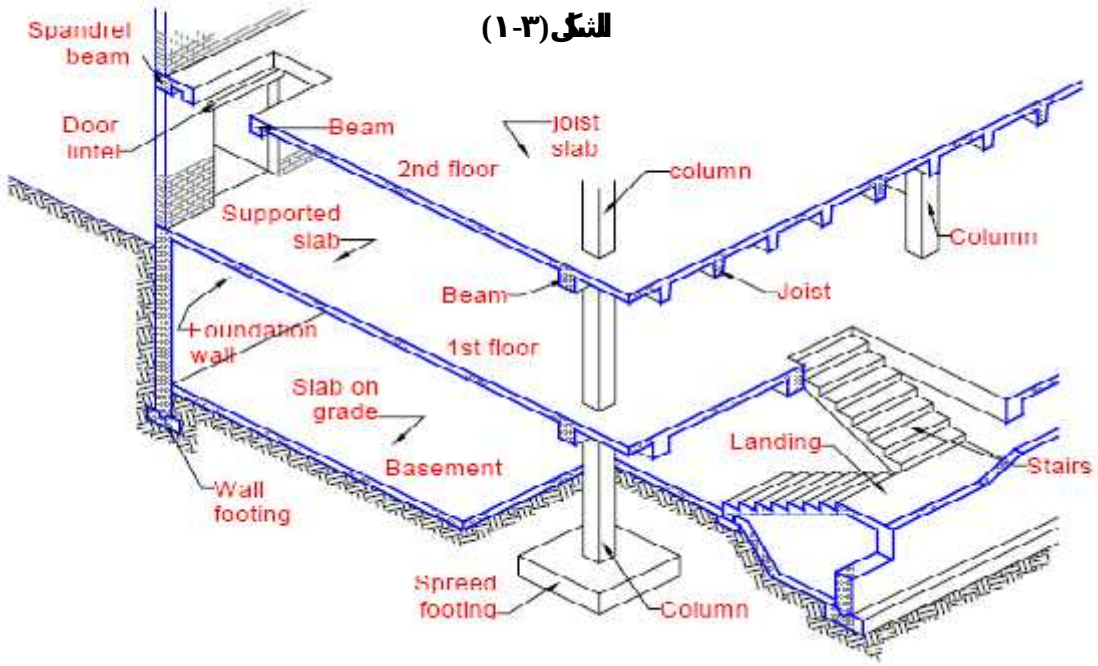
الفصل الثالث

٣- الوصف الإنشائي للمبنى.

٣-١ المقدمة:

إن إخراج مشروع متكامل الى حيز التنفيذ يعني مروره من خلال عدة مراحل ودراسته من جميع النواحي للوصول الى تحقيق الغاية المنشودة منه ، فبعد ان تم تصميم المبنى معماريا ووصفه في الفصل الثاني لا بد من الانتقال الى المرحلة التالية التي سنتناولها هنا وهي دراسة المشروع انشائيا، بمعنى آخر اختيار النظام الانشائي الامثل للمبنى بحيث يكون قادر على تحمل الاحمال والقوى المؤثره عليه وذلك عن طريق توزيع العناصر الحامله مثل الاعمدة والجسور على المخططات بما يتلائم مع التصميم المعماري الاسبق وكذلك توزيع الاعصاب وصفوف الطوب في العقدات المفرغه وهذا هو الاساس في عملية التصميم الانشائي حيث ننتقل بعد ذلك الى تصميم هذه العناصر الانشائية على الاحمال المنقوله اليها حسب طريقة توزيع الشبكه الانشائيه على المخططات.

الشكل(٣-١)



وسيتم في هذا الفصل ان شاء الله تصميم العناصر الإنشائية التي يتكون منها المشروع ، مثل الأعمدة و الجسور و الأساسات و البلاطات بأنواعها ، و جدران القص ، والجدران الاستنادية، وتوضيح أهمية هذه العناصر في تحقيق عنصر المتانة للمبنى، لاحظ الشكل (٣-١) الذي يبين توزيع العناصر الانشائية.

وفي هذا المشروع سنقوم بإتباع توصيات الكود الأردني لتقدير أحمال البناء ، و الكود الأمريكي (ACI-code-318-02)، في عمليتي التحليل و التصميم، أما بالنسبة للبرامج التي سنقوم باستخدامها فهي برامج التصميم العالمية مثل برنامج (Stad pro) و برنامج (proken) ، و البرنامج الأكثر استخداما محليا وهو برنامج (Atir) .

٣-٢- هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن وقادر على تحمل القوة الواقعة عليه بحيث يلبي المنشأ طلبات ورغبات المستخدمين وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1- عامل الأمان (factor of safety) . يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع العناصر الإنشائية (الأبعاد) بحيث تكون قادرة على تحمل القوى والأجهادات .

2- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.

3- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد (Deflection) والتشققات (Cracks) المثيرة للإزعاج.

4 – الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الأحمال:-

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ لكي يقوم بتحملها، وبناءا على هذه الأحمال أو القوى يتم تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، وإن أي خطأ في حساب هذه الأحمال يؤدي إلى مخاطر لا تحمد عقباها، وبما أن المبنى عبارة عن برج سكني يتكون من ثمانية طوابق ، فانه يتعرض لأحمال متعددة ، تشمل:-

٣-٣-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) ومنها :

أ- الأحمال الميتة (Dead loads –D.L).

أي الأحمال المتمثلة في وزن العناصر الإنشائية و المعمارية المكونة للمبنى ، وهي ،عبارة عن أحمال ثابتة الموقع و المقدار، وسنقوم بتقدير هذه الأحمال بناءا على كثافات المواد المستخدمة في عملة البناء.
ويوضح الجدول (٣-٣- ١-أ)، كثافات المواد التي سيتم استخدامها في المبنى:-

جدول كثافات المواد المستخدمة

NO.	Material	Density or Specific Gravity
1	Tiles	2.2(Ton/m³)
2	Sand	1.7(Ton/m³)
3	Reinforced concrete	2.5(Ton/m³)
4	Block	1(Ton/m³)
5	Plaster	2.2(Ton/m³)
6	Partition	0.125 Ton/m^2

جدول رقم (٣-٣-١-أ)

ب- الأحمال الحية (Live loads – L.L):-

وهي عبارة عن أحمال متغيرة الموقع و المقدار بالنسبة للزمن ، تتمثل في الأوزان المتحركة فوق العناصر الإنشائية (أحمال الاستخدام) ، ويمكن تقسيمها الى قسمين مثل :

- الاحمال الحية طويلة الامد مثل الاثاث والاجهزة .

- الاحمال الحية قصيرة الامد مثل وزن الاشخاص والاجسام المتحركه في المبنى.

ويوضح الجدول (٣-٣-١-ب)، الأحمال الحية التي يتم اعتمادها حسب الكود الأردني وبناءا على طبيعة المبنى المستخدم.

جدول الأحمال الحية

الاستخدام للمنشأ	مقدار الأحمال الحية (Ton/m^2)
مباني تجارية	0.4
مكاتب	0.25
الأدراج	0.50
طابق الرووف	0.15
المباني السكنية	0.20

جدول رقم (٣-٣-١ب)

جـ - الأحمال البيئية :-

ويقصد بها الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية المختلفة مثل الرياح والثلوج والزلازل، وعادة ما تكون متغيرة المقدار و الموقع بالنسبة للزمن (بمعنى ان تأثيرها اساسا يكون ديناميكيا) وبالتالي فهي أقرب إلى الأحمال الحية منها إلى الأحمال الميتة. وتقسم على النحو الآتي :

١-أحمال الرياح:-

وهي الأحمال الناتجة عن قوى الرياح التي تتعرض لها المباني و خاصة المباني المرتفعة، وتعتمد على سرعة الرياح ، و ارتفاع المبنى ،وطبيعة ارتفاع المباني المحيطة به، ويتم حسابها حسب توصيات الكود الأردني بناءا على المعادلة التالية:-

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

$$Vz = V.\ S1.\ S2.\ S3$$

حيث:-

- (q) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2) .
- (Vz): السرعة التصميمية للرياح(m/s).
- S1: معامل طبوغرافية الأرض وتساوي من الكود الأردني = ٠.٩ من خلال جدول رقم ١٣.
- S2: معامل وعورة الأرض وتساوي من الكود الأردني = 1.02.من خلال جدول ١٤.
- S3: معامل إحصائي وتساوي من الكود الأردني =1 من خلال جدول رقم ١٥.
- V: سرعة الرياح الأساسية خلال فترة (50) سنة في تلك المنطقة ومقدارها 35م/ث.

$$Vz = V.\ S1.\ S2.\ S3$$

$$Vz = 35*0.9*1.02*1 = 32.13\ m/s.$$

واعتمادا على هذه القيم تم حساب الضغط الديناميكي للرياح =

$$q = 0.613\ (32.13)^2 = 632.82\ N/m^2 = 0.63282\ KN/m^2$$

٢-أحمال الثلوج:-

وهي الأحمال الناتجة عن وزن الثلوج التي من المتوقع سقوطها فوق المبنى، وسيتم اعتمادها من الكود الأردني حسب الجدول (٣-٣-١-٢) التالي:-

جدول أحمال الثلوج

علو المنشأ عن سطح البحر(h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (٣-٣-١-٢)

ونلاحظ من هذا الجدول بان قيمة هذه الأحمال تعتمد على المنطقة الجغرافية للمبنى وارتفاعه عن سطح البحر.

وبما أن ارتفاع هذا المبنى = ٩٥٠م يقع ما بين(٥٠٠م و ١٥٠٠ م) فان أحمال الثلوج(SL) =

$SL = (h-400) / 400$

$SL = (950-400) / 400$

$SL = 1.38\ KN/m^2$.

ويمكن الاستغناء عنها والاستعاضة بالاحمال الحية للمباني السكنيه واهمال هذه الاحمال.

جـ-أحمال الزلازل:-

وهي عبارة عن أحمال ديناميكية تنتج عن الحركة الفجائية لطبقات الأرض الداخلية ، وتؤثر على المبنى بشكل أفقي وعمودي، وقد قمنا بمراعاة هذا النوع من الأحمال بناءا على توصيات الكود الأمريكي(Uniform Building Code 1997)،(UBC)، إذ تعتبر الأراضي الفلسطينية من المناطق النشطة زلزاليا ، ولهذا سنقوم بتصميم جدران القص داخل المبنى لان هذا النوع من العناصر الإنشائية كفيل بمقاومة هذا النوع من الأحمال ، ويمكن حساب أحمال الزلازل حسب توصيات الكود الأمريكي من خلال المعادلات التالية:-

- وسيتم حساب القوة الأفقية الكلية (V) بناء على الكود (Uniform Building Code 1997):

المعادلة الرئيسية هي:-

$$V = \frac{Cv.I}{R.T}W \qquad \text{.....(UBC-30-4).}$$

إذا كانت قيمة (V) في المعادلة الرئيسية السابقة أكبر من قيمة (V) في المعادلة التالية، فإننا نختار قيمة (v) في المعادلة التالية :-

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R}W \qquad \text{.....(UBC-30-5).}$$

أما إذا كانت قيمة (V) في المعادلة الرئيسية السابقة أصغر من قيمة (V) في المعادلة التالية، فإننا نختار قيمة (v) في المعادلة التالية:-

$V = 0.11Ca.I.W$ ……(UBC-30-6).

جدول الرموز (٣- ٤)

الرمز	الوصف
V	القوة الأفقية التصميمية عند قاعدة جدار القص.
W	مجموع الوزن الميت لكل طابق.
R	معامل يعتمد على النظام الإنشائي، جدول (16-N).
Z	معامل منطقة الاهتزاز ، جدول (16-I).
I	معامل الأهمية، جدول (16-K).
C_a	معامل اهتزاز، جدول (16-Q).
C_v	معامل اهتزاز، جدول (16-R).
T	تعبر عن فترة الإنشاء.
h_n	ارتفاع المبنى فوق مستوى القاعدة.
C_t	معامل رقمي، موجـود فـي الملحقـات (section 1630.2.2) في كود (UBC).

إيجاد المعاملات من الكود (UBC):-

Z = 0.3 …… zone (3).

R = 5.5.

I = 1.

C_a= 0.36.

C_v = 0.45.

h_n = 29 m.

C_t= 0.0488.

$T = C_{t.}(h_n)^{3/4}$

$T = 0.0488(29)^{3/4}$

$T = 0.61$ Seconds.

$$V = \frac{0.45*(1)}{5.5*(0.61)}W \quad = (\ 0.134).\ W \quad \text{.....(UBC-30-4).}$$

$$V = \frac{2.5(0.36).(1)}{5.5}W \quad = (0.163).W \quad \text{.....(UBC-30-5).}$$

$$V = 0.11(0.36)(1).W \quad = (0.0396).W \text{.....(UBC-30-6).}$$

إذا وبعد النظر للقيم السابقة ومقارنتها بالملاحظات السابقة على هذه المعادلات، فإن المعادلة رقم (4-30) هي الصحيحة، وعليه فإن (V) تساوي:-

$$V = \frac{0.45*(1)}{5.5*(0.61)}W \quad = (\ 0.134).\ W \quad \text{.....(UBC-30-4).}$$

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

وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة و التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس.

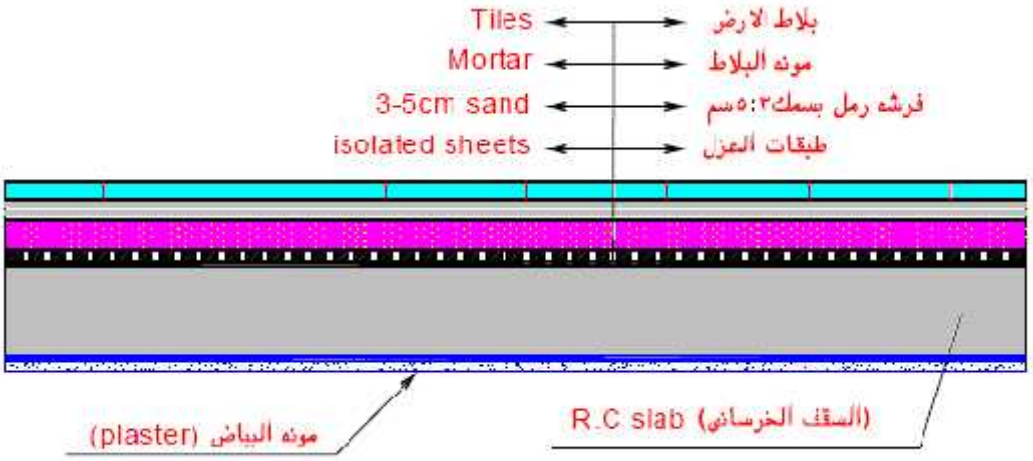
(٣-٤)-العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وتشمل :-

(٣-٤-١)- القدات (البلاطات):-

حيث سنقوم باستخدام عدة أنواع منها :-

أ- القدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد :- وتكون هذه البلاطات خالية من الطوب (طوب العقدات)وسنقوم باستخدامها في عقدات بيت الدرج ، يبين الشكل (٣-٤-١-أ) مقطع عام في عقدة خرسانيه مصمتة مع بيان طبقات الردم والبلاط اعلاها.

عقدة خرسانية مصمتة



الشكل (٣-٤-١-أ)

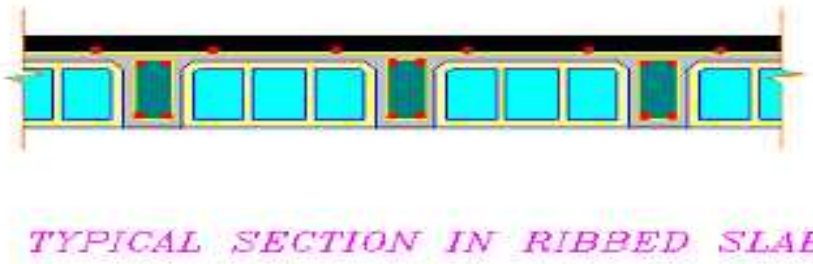
ب- **العقدات ذات الأعصاب باتجاه واحد:-** وستستخدم في العقدات الرئيسية وتعتبر الاكثر شيوعا في بلادنا وذلك لاسباب كثيره منها سهوله التنفيذ واعطائها الاسطح المستويه وسهولة تركيب الطوبار الخشبي وكذلك المهاره الفنية العالية للعمالة المتوفرة الناتجة من الخبرة بسبب كثره تنفيذ هذا النوع من العقدات . لاحظ الشكل (٣-٤-١-ب).

ويستعمل هذا النوع من العقدات عادة عندما يتوفر الشرط.....$L1/L2 \geq 2$.

حيث L1 :- البعد الاطول للبلاطه (طول البلاطة).

L2:- البعد الاقصر للبلاطة (عرض البلاطة).

عقدة أعصاب



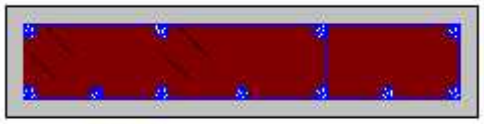
الشكل (٣-٤-١ب).

ج- العقدات ذات الأعصاب باتجاهين :- وستستخدم في العقدات الرئيسية،عندما لا تتحقق الشروط السابقه أي عندما يكون.....$L1/L2 \leq 2$.

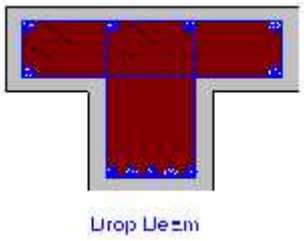
(٣-٤-٢)-الجسور:-

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال من العقدة إلى الأعمدة،و يحتوي هذا المشروع على ثلاثة أنواع من الجسور:-

ا – الجسور المحجورة:- وهي عبارة عن جسور سمكها يساوي سمك العقدة ، ولذلك فهي لا تظهر، بعد الانتهاء من أعمال التشطيب.



٢- الجسور المدلاة:- وهي عبارة عن جسور يكون عمقها أكبر من سمك العقدة، وبالتالي فهي تظهر على شكل بروز في سقف الطابق.



٣- الأعصاب:- وهي عبارة عن جسور على شكل (T - Section) ، تقوم بنقل أحمال العقدة إلى الجسور الرئيسية الحاملة، وتكون بين صفين متجاورين من الطوب المرصوص.

(٣-٤-٣)-الأعمدة:-

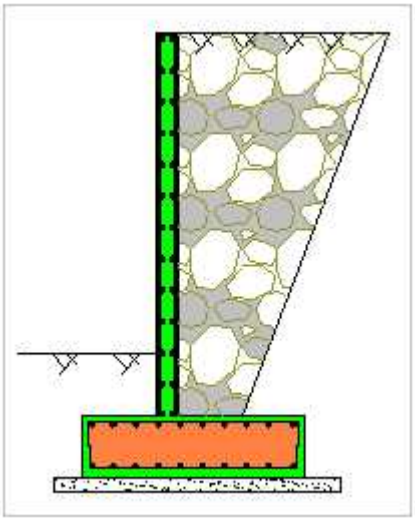
وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات ، وجدران القص.
وهناك نوع واحد من مقاطع الأعمدة سيتم استخدامهما في المشروع و هي الأعمدة المستطيلة .

(٣-٤-٤)- جدران القص:-

وهي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بالدور الأكبر في مقاومة الأحمال الأفقية الناتجة عن أحمال الرياح و الزلازل، وعادة ما تستخدم في جدران بيت الدرج و المصاعد.

(٣-٤-٥)-الجدران الاستنادية:-

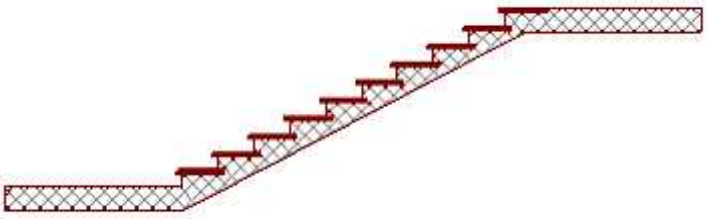
وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض(طابق التسوية).
لاحظ الشكل(٣-٤-٥).



الشكل(٣-٤-٥):جدار استنادي

(٣-٤-٦)الأدراج:-

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تحقق سهولة الحركة الرأسية بين الفعاليات المختلفة.حيث سنقوم باستخدام نوع واحد وهي الأدراج الخرسانية.لاحظ الشكل (٣-٤-٦).



الشكل (٣-٤-٦)درج خرساني.

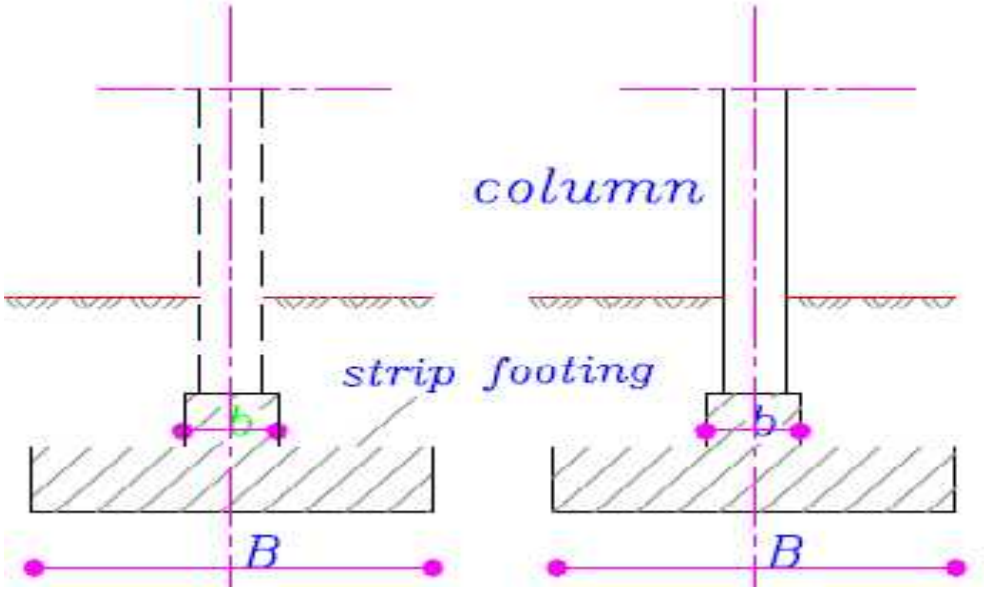
(٣-٤-٧)- الأساسات:-

وهي عبارة عن العناصر التي تنقل إليها جميع أحمال المبنى مباشرة من الأعمدة، ويتم تصميمها بناءا على قدرة تحمل التربة، و مقدار الأحمال التي تتعرض لها، وهناك عدة أنواع سيتم استخدامها في هذا المشروع أهمها:-

١-الأساسات المربعة أو المستطيلة وسيتم استخدامها كأساسات للأعمدة الحاملة.

٢- الأساسات المستمرة ،وسيتم استخدامها كأساسات لبيت الدرج و المصعد،(جدران القص).

لاحظ الشكل (٣-٤-٧).



الشكل(٣-٤-٧)

Strip footing Squire footing

(٣-٥)- برامج الحاسوب المستخدمة :-

سنقوم باستخدام عدد كبير من البرامج، في عمل التصميم المتكامل لهذا المبنى، ومن أهم هذه البرامج:-

أ- برنامج (AutoCAD) الذي يستخدم في عملية رسم المخططات المعمارية و الإنشائية.

ب- برنامج (Atir)، الذي يستخدم في عملية التحليل و التصميم، للعناصر الإنشائية المختلفة، وهو البرنامج الأفضل و الأكثر استخداما في مجتمعنا المحلي.

ت- برنامج(Stad pro)، الذي يستخدم أيضا في عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية المختلفة، وهو برنامج عالمي معروف و يعتبر الأكثر استخداما في مجال الهندسة المدنية.

ث- برنامج (proken)، الذي يستخدم هو الآخر في عمليات التحليل و التصميم الإنشائي.

Chapter Four

4 - Structural Analysis and Design.

4-1 Introduction

4-1-1 Determination of the slab Thickness.

4-1-2 Design of the Rib (R1).

4-1-3 Design of Topping.

4-1-4 Design of Positive Moment.

4-1-5 Design of Negative Moment.

4-1-6 Shear Design of Rib (R1).

4-1-7 Limitation of Deflection.

4-2 Design of Beam (B1) in the First (Rectangular– section beam).

4-2-1-A-Load calculations.

4-2-1-B-Determination of the beam Width (b).

4-2-2-Design of positive moment.

4-2-3-Design of Negative Moment.

4-2-4-Design of shear.

4-2-5-Limitation of Deflection.

4-3 Design of column.

4-3-1-Design of the longitudinal Reinforcement.

4-3-2-Check slenderness Effect**.**

4-3-3-Design of Tie Reinforcement.
4-4- Design of Isolated Footing.
4-4-1- Load Calculation.
4-4-2-Determination of footing area.
4-4-3-Determination of Footing Depth.
4-4-4-Chech for Punching.
4-4-5-Design of Dowels.
4-4-6-Design of Bending Moment.

4-5- Design of Strip Footing.
4-5-1- Load Calculation.
4-5-2-Design of Footing Width.
4-5-3- Design of Reinforcement.
4-5-4- Design of Dowels.

4-6- Design of mat Foundation.
4-6-1- Load Calculation.
4-6-2- Design in X-Direction.
4-6-2-1- Estimation of Footing Depth.
4-6-2-2- Design of Reinforcement.
4-6-3- Design in Y-Direction.

4-7- Design of Staire.
4-7-1- Determination of Slab thickness.
4-7-2- Load Calculation.

4-7-3- Design of Bending.

4-7-4- Design of Shear.

4-7-5- Design of landing.

4-8- Design of Retaining Wall.

4-8-1- Estimation of Depth of Retaining Wall Footing.

4-8-2- Load Calculation.

4-8-3- Determination of Thickness (h) of Retaining Wall.

4-8-4- Estimation of the Foundation Length.

4-8-5- Design against Sliding.

4-8-6- Check of Bearing Capacity.

4-8-7- Design of Footing.

4-9- Design of Basement Wall (W3).

4-9-1- Load Calculation.

4-9-2- Determination of Wall Thickness.

4-9-3- Design of Reinforcement according to Earth Pressure.

4-9-4- Design of Reinforcement according to Water Pressure.

4-10- Design of Shear Wall.

4-10-1-Determination the location of area Centroid.

4-10-2-Determination the location of Shear Centroid.

4-10-3-Percentage of load due to each shear wall.

4-10-4-Calculation of floor weight.

4-10-5-Design of Reinforcement.

Chapter Four

4-Structural Analysis and Design

4-1-Introduction.

In this Chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will discuss the steps that we followed to design the Ribs, beams, slabs, columns, Retaining wall, Basement wall, foundations, & shear walls.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project.

All of these members will be designed according to *(ACI –318-code).*

4-1-1-Determination of the slab Thickness .

There are two main types of loads acting on the structure:-

1- Dead load: - which will be determined by weight calculations based on materials densities.

2- Live load: And its value will be taken from the Jordanian code.

The thickness of the slab will be determined according to *(ACI – Code -318),* table *(9.5 a).*

So, according to this code, the minimum thickness of the slab of nonprestressed beams or one way slabs is calculated as follows :-

We will take the longest span available in our project, which is Rib number (1), (R1), in the first floor.

See the following figure. (Figure 4-1-A).

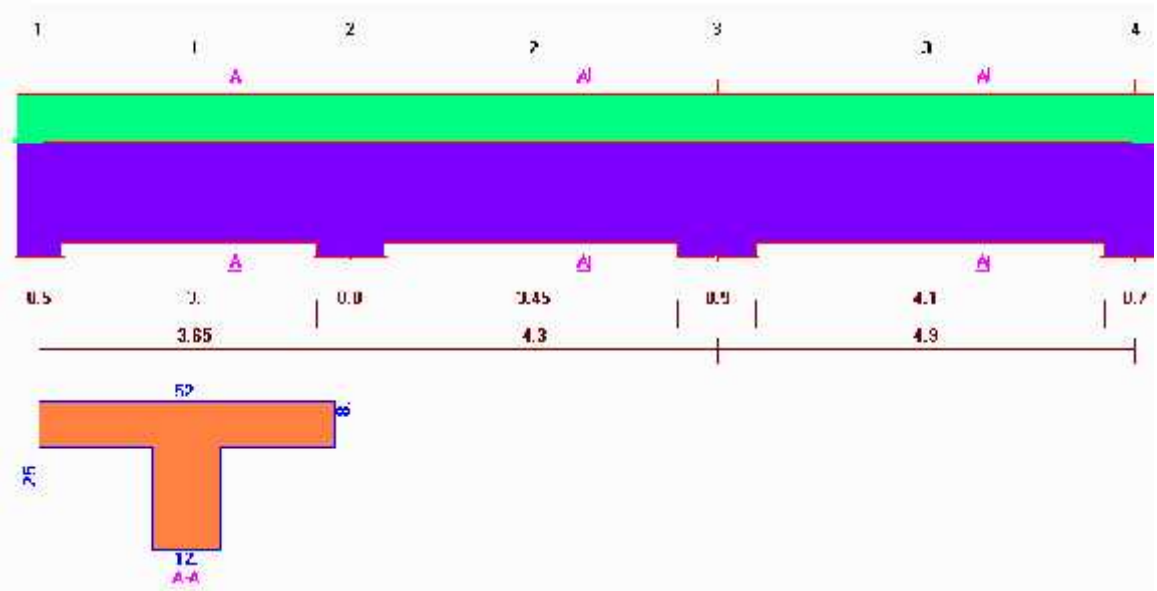


Fig (4-1-A) –Rib *(R1)* in the First Floor.

Min h = L / 21	*For Interior span.*
Min h = L / 18.5.	*For Exterior span.*
Min h = L / 16.	*For simply supported beam.*
Min h = L / 8.	*For cantilever.*

- *Where L is the Distance from center of support to the center of support.*

► *Spans from left to right.*

- For the first span: - Min h = 3.65 /18.5 = 0.197 m = 19.7 cm.
- For the second span Min h = 4.30 / 21 = 0.205= 20.5 cm.
- For the third span Min h = 4.90 / 18.5 = 0.265= 26.5 cm.

As we calculated, the Minimum Thickness is 26.5 cm, we will take it as 25 cm, & Deflection limitation will be considered.

So we will take a block size (17*40*20).

& the concrete cover above the block will be taken as (8cm).

See figure (4-1-B).

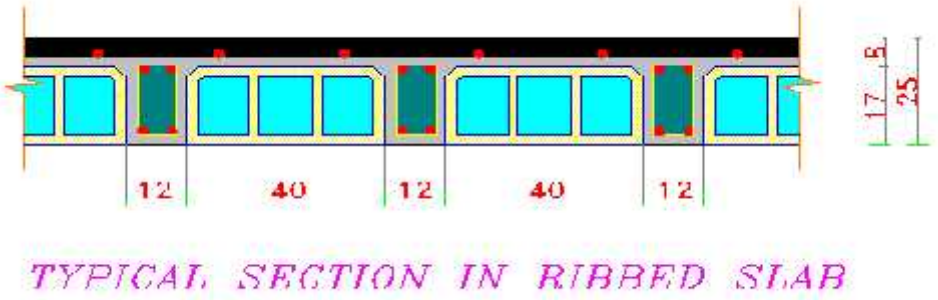


Fig (4-1-B)

4-1-2-Design of the Rib *(R1)*.

-Load Calculation:-

By referring to the table of materials densities, taken from the Jordanian code *(Table – (3-3-1-ĭ).*

Dead load of Ribbed slab: -

Coarse Sand Fill	= 0.07 *****0.52*1.7 = 0.0619		Ton/m of Rib.
Concrete Rib	= 0.17 * 0.12 * 2.5 = 0.051		Ton/m of Rib.
Block	= 0.17*0.40 * 1.0	= 0.068	Ton/m of Rib.
Topping	= 0.08*0.52*2.5	= 0.104	Ton/m of Rib.
Plaster	= 0.03*0.52*2.2	= 0.034	Ton/m of Rib.
Tiles	= 0.03*0.52*2.2	= 0.034	Ton/m of Rib
Partitions	= 0.125*0.52	= 0.065	Ton/m of Rib**.**

-Nominal Total Dead Load =

0.0619+0.051+0.068+0.104+0.034+0.065+0.034 = 0.418 Ton/m of Rib.

-Live Load:-

- **For Residential Buildings = 0.2 Ton/m^2.**

= 0.2 *0.52 = 0.104 Ton/m of Rib.

4-1-3-Design of Topping:

-Live load = 0.2 Ton/m^2 *(For Residential building).*

-Dead load = (0.418 / 0.52) – (0.051 / 0.52) = 0.71 Ton/m^2

W_u = 1.2 (0.71) + 1.6 (0.2) = 1.21 Ton/m^2 .

Assume slab is fixed at support point (Ribs).

$$Mu = \left(\frac{Wu \times L^2}{12} \right)$$

$$Mu = \left(\frac{1.21 \times 0.4^2}{12} \right) = 0.0161 \text{ Ton.m, } \textit{for 1 m wide strip.}$$

According to ACI- (9.5.2.3).

fc' = 24 Mpa**.**

$$Mn = \frac{5}{12} * \sqrt{fc'} * S \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{(ACI-22.5.1-(Equation-22-2).}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1066666.67 mm^3 \ldots\ldots\ldots \textit{For a Rectangular X-section.}$$

$$Mn = \frac{5}{12} * \sqrt{fc'} * s = \frac{5}{12} * \sqrt{24} * 1066666.67 = 2.18 * 10^6 \, N.mm.$$

ΦMn = 0.55*2.18*10^6 = 1.2*10^6 N. ,..……..***Note*** *Φ = 0.55 for plain concrete.*

ΦMn = 0.12 Ton.m .

ΦMn = 0.12 Ton.m > Mu = 0.0187 Ton.m .

Reinforcement is not required for structural reasons.

ყ ***Provide Shrinkage & Temperature Reinforcement****:-*

Referring to (ACI-7.12.2.1).

The steel used in our region has a yielding stress = 420 Mpa.

ρ = 0.0018.

$A_s = 0.0018 * (100) * (8) = 1.44 \text{ cm}^2/1\text{m}.$

As $_{(provided)}$ for Φ 8 = 0.5 cm^2.

1.44 / 0.5 = 3 bars / m.

Use Φ 8 @ 30 cm in both ways.

As $_{provided}$ = (100/30) *0.5 = 1.6 5 cm^2.

As $_{provided}$ > As $_{req}$ ……..*OK.*

-Limitation of spacing between bars according to (ACI-318-code) – (7-12-2-2)

- spacing ≤ 5*h

30 ≤ 5*25 ……..*OK.*

Spacing ≤ 50cm.……..*OK.*

4-1-4-Design of Positive Moment:-

Design for 3 m, 3.45 m & 4.10 m spans.

See figure (4-2):-

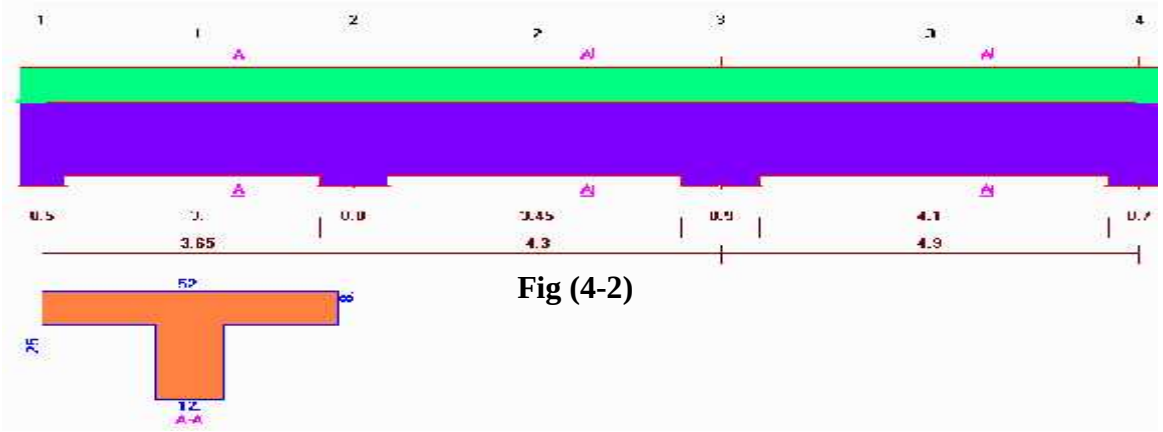


Fig (4-2)

Using Atir software we found that the Envelope of Moment for this Rib *(R1)* is as follows:-

See figure (4-3).

-Service Live load = 0.104 Ton/m.

-Service Dead load = 0.418 Ton/m.

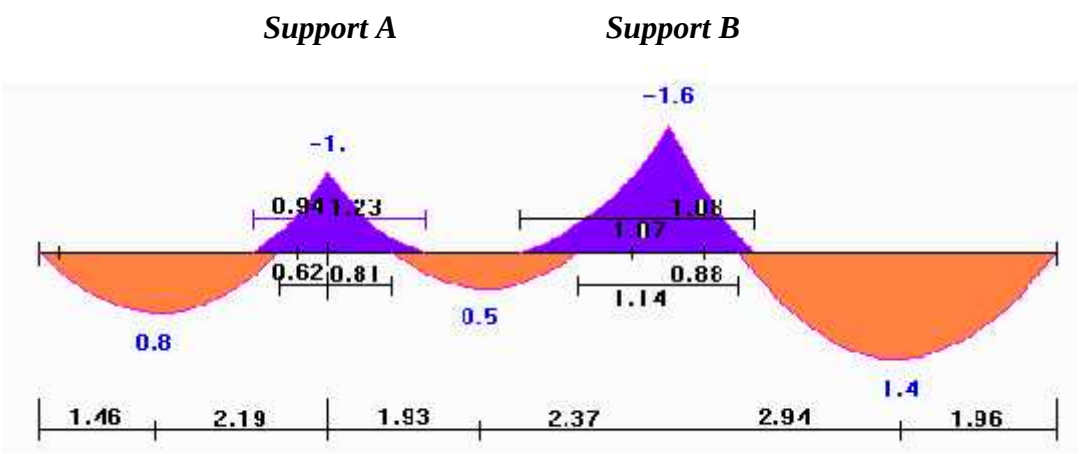


Fig (4-3)-Envelope of Moment for Rib,*(R1) (Ton.m)*

-Design of span # 1.

-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 = 5.75 / 4 = 1.44 m.

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

b_E = C/C spacing = 52 cm……*Control.*

$\Rightarrow$ b_E = 52 cm.

Mu $_{max}$ for this span = 0.8 Ton.m.

Mn = *Mu* / 0.9 = 0.89 Ton.m.

-Determine whether the Rib will act as a Rectangular or T– section:-

For a = t = 8 cm.

C = 0.85 fc' * t * b_E = 0.85 (0.24)*(8)*(52) = 84.86 Ton.

Assume Φ 16 bars for main Reinforcement.

d = h - Cover – db/2 - db $_{(stirrups)}$ = 25-2-1-(1.6/2) = 21.2 cm.

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 84.86*(21.2 – 0.5 (8)) / 100 = 14.6 Ton.m.

Mn $_{available}$ = 14.6 Ton.m > *Mn* $_{required}$ = 0.89 Ton.m.

So, Design as a rectangular with b_E *= 52 cm.*

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \textit{(ACI-10.5.1)}$$

$$\Rightarrow A_{s\,min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(21.2) \geq \frac{1.4}{420}(12)(21.2)$$

$A_{s\,min} = 0.742 \geq 0.848.$

$\Rightarrow A_{s\,min} = 0.848\ cm^2$ …….*Control.*

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{0.89 * 10^5}{52 * 21.2^2} = 3.81 Kg/cm^2.$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 3.81}{4200}}\right) = 0.00092 .$$

As $_{(req)}$ = 0.00092*(52)*(21.2) = 1.014 cm² > As $_{min}$ = 0.848cm².

As $_{(req)}$ = 1.014 cm².

Number of (Φ12 bars) required = As $_{(req)}$/Area of bar(Φ12) = 1.014/1.13 = 0.897 bars.

Use 2 Φ12.

As $_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 4.20 = 9.49 Ton$

$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{9.49}{0.85 \times 0.24 \times 12} = 3.88 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{3.88}{0.85} = 4.562 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{21.2 - 4.562}{4.562} \times .003 = 0.0109$$

$\rightarrow 0.0109 > 0.005$.....*OK*.

See figure (4-4). **Fig (4-4).**

-Design of span number (2).

Mu = 0.5 Ton.m.

Mn = *Mu* / 0.9 = 0.56 Ton.m.

Mn = 0.56 Ton.m.

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85 * (24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.56 * 10^5}{52 * 21.2^2} = 2.4 \, kg / cm^2$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.4}{4200}}\right) = 0.000575 \quad .$$

As $_{(req)}$ = 0.000575 *(52)*(21.2) = 0.634 cm² < As $_{min}$ = 0.848 cm².

As $_{(req)}$ = 0.848 cm².

Number of required (Φ12) bars = As $_{(req)}$/ Area of bar (Φ12) = 0.848 / 1.13 = 0.75 bars.

Use 2 Φ12.

As $_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

As $_{min}$ <As $_{provided}$ ……*OK.*

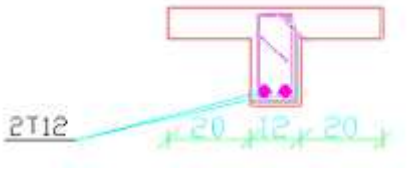


Fig (4-5).

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 420 = 9.49 Ton$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{9.49}{0.85 \times 0.24 \times 12} = 3.88 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{3.88}{0.85} = 4.562 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{21.2 - 4.562}{4.562} \times .003 = 0.0109$$

$$\rightarrow 0.0109 > 0.005 \text{.....} OK.$$

See figure (4-5).

-Design of span number (3).

Mu = 1.4 Ton.m.

Mn = *Mu* / 0.9 = 1.56 Ton.m.

Mn = 1.56 Ton.m.

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85 * (24)} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.56 * 10^5}{52 * 21.2^2} = 6.67 \ kg / cm^2 .$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 6.67}{4200}}\right) = 0.001615 \quad .$$

As $_{(req)}$ = 0.001615 *(52)*(21.2) = 1.8 cm² > As $_{min}$ = 0.848 cm².

As $_{(req)}$ = 1.8 cm².

Number of required (Φ12) bars = As $_{(req)}$/ Area of bar (Φ12) = 1.8 / 1.13 = 1.6 bars.

Use2 Φ12….……..*See figure (4-6).*

As $_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

As $_{min}$ <As $_{provided}$ ……..*OK.*

Fig (4-6).

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 420 = 9.49 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{9.49}{0.85 \times 0.24 \times 12} = 3.88 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{3.88}{0.85} = 4.562 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{21.2 - 4.562}{4.562} \times .003 = 0.0109$$

$\rightarrow$ 0.0109 > 0.005.....*OK*.

4-1-5-Design of Negative Moment:-

-Design of T-section for Negative Moment as a Rectangular section with *(b=bw).*

The Minimum Reinforcement is determined according to *ACI (10-5.2)* as follows:-

b = bw =12 cm.

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

$$\Rightarrow \; As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)*(21.2) \geq \frac{1.4}{420}(12)*(21.2)$$

$As_{min} = 0.742 \geq 0.848.$

$\Rightarrow \; As_{min} = 0.848 \text{ cm}^2$ …….*Control.*

1 - Reinforcement of support (A).

Mu = 1.0 Ton.m.

Mn = *Mu* / 0.9 = 1.0 / 0.9 = 1.11 Ton.m.

m = 20.59.

Rn = *Mn* / bw*d² = 20.58 Kg/cm².

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 20.58}{4200}}\right) = 0.00518 \quad .$$

As = 0.00518*12*21.2 = 1.32 cm².

1.32 cm². > As_{min} …….. *OK.*

Number of required (Φ12) bars = $As_{(req)}$/ Area of bar (Φ12) = 1.32 / 1.13 = 1.17 bars.

Use 2Φ12.

$As_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

$As_{min} < As_{provided}$ ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 420 = 9.49 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{9.49}{0.85 \times 0.24 \times 12} = 3.88 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{3.88}{0.85} = 4.562 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{21.2 - 4.562}{4.562} \times .003 = 0.0109$$

$\rightarrow 0.0109 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots OK.$

See figure (4-7).

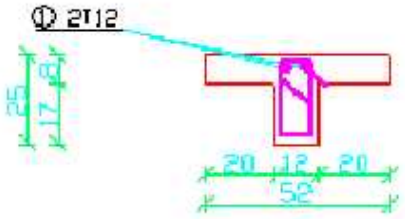


Fig (4-7).

2 - Reinforcement of support (B).

Mu = 1.6 Ton.m.

Mn = *Mu* / 0.9 =1.6 / 0.9 =1.78 Ton.m.

m = 20.59.

Rn = *Mn* / bw*d² = 33.00 Kg/cm².

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 33.00}{4200}}\right) = 0.0086 \ .$$

As =0.0086*12*21.2 = 2.19 cm².

As $_{req}$ > As $_{min}$ ……*OK.*

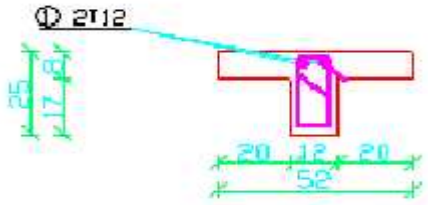
Number of required (Φ12) bars = As$_{(req)}$/ Area of bar (Φ 12) = 2.19 / 1.13= 1.94 bars.

Use 2Φ12.

As $_{provided}$ for 2 Φ12 = 2.26 cm².

As $_{min}$ <As $_{provided}$ ……*OK.*

See figure (4-8).



Fig(4-8).

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 2.26 \times 420 = 9.49 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{9.49}{0.85 \times 0.24 \times 12} = 3.88 \quad cm$$

$$= 0.85$$

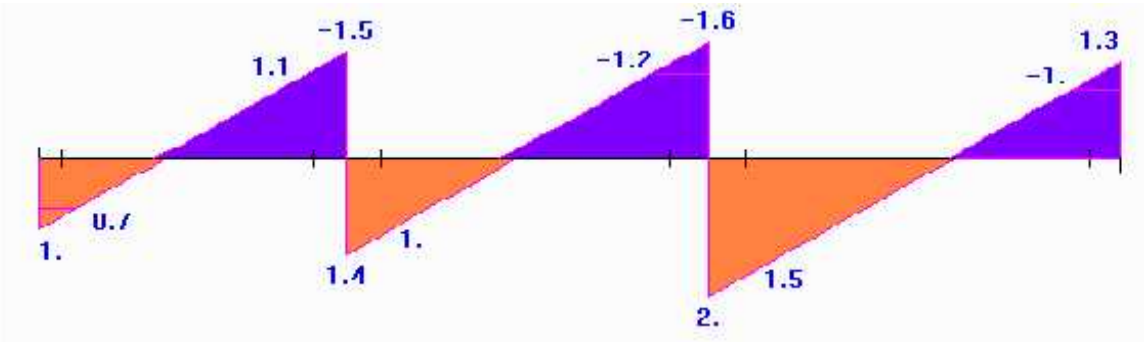
$$x = \frac{a}{} = \frac{3.88}{0.85} = 4.562 \quad cm$$

$$\text{£}_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{21.2 - 4.562}{4.562} \times .003 = 0.0109$$

$$\rightarrow 0.0109 > 0.005 \text{ ....} OK .$$

4-1-6-Shear Design of Rib *(R1)*:-

-By using Atir software we found that the Envelope for shear stress is as the following figure:- *See figure (4-9).*



Span # 1 *Span #2* *Span # 3*

Fig. (4-9): Shear Envelope for Rib *(R1)* in *(Ton)*.

-For span number (1).

Max Vu = 1.5 Ton. *At the center of support.*

Vu critical = 1.1 Ton.

Note: - This (*Max Vu*) is at the center of support & ($Vu_{critical}$) is at Distance (d =21.2 cm) from the face of the support.

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*(12)*(21.2)*\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.56 \text{ Ton.}$$

$V_{u\,max}$ = 1.1 Ton at distance (d = 21.2 cm) from face of support.

$Vu < \Phi V_c$

$0.5\Phi V_c$ = 1.56 /2 = 0.78 Ton.

-Complies with Category (2):-

$0.5\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c)$

$\Rightarrow$ Minimum Reinforcement is required.

-Except for:-

- Slabs and Footings.
- Floor joist constructions (Ribs).
- Beams with depth $\leq$ 25 cm.

$\leq$ 2.5 tf.

$\leq$ 0.5 bw.

So, NO Shear Reinforcement is required.

-For span number (2).

Max Vu = 1.6 Ton. At the center of support.

Vu critical = 1.2 Ton.

Note: - This (*Max Vu*) is at the center of support & ($Vu_{critical}$) is at is at Distance (d =21.2 cm) from the face of the support.

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*(12)*(21.2)*\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.56 \text{ Ton.}$$

$Vu < \Phi V_c$

$0.5\Phi V_c$ = 1.56 /2 =0.78 Ton.

-Complies with Category (2):-

$0.5\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c)$

$\Rightarrow$ Minimum reinforcement is required.

-Except for:-

- Slabs and Footings.
- Floor joist constructions (Ribs).
- Beams with depth $\leq$ 25 cm.

$\leq$ 2.5 tf.

$\leq$ 0.5 bw.

So, NO Shear Reinforcement is required.

-For span number (3).

Max Vu = 2.0 Ton. At the center of support.

Vu critical = 1.5 Ton.

Note: - This (*Max Vu*) is at the center of support & ($Vu_{critical}$) is at is at Distance (d =21.2 cm) from the face of the support.

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)(12)(21.2)\left(\frac{10}{1000}\right) = 1.56 \text{ Ton.}$$

$V_{u\,max}$ =1.5 Ton.

Vu < ΦV_c

$0.5\Phi V_c$ = 1.56 /2 =0.78 Ton.

-Complies with Category (2):-

$0.5\Phi V_c < V_u \leq (\Phi V_c)$

$\Rightarrow$ Minimum Reinforcement is required.

-Except for:-

- Slabs and Footings.
- Floor joist constructions (Ribs).
- Beams with depth $\leq$ 25 cm.

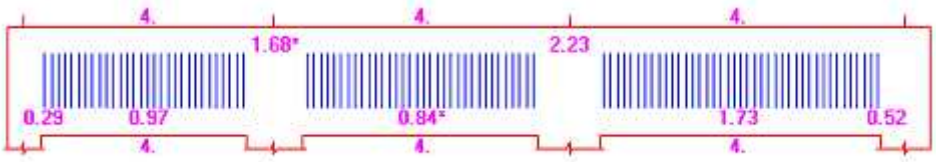
$\leq$ 2.5 tf.

$\leq$ 0.5 bw.

So, no shear Reinforcement is required.

4-1-7- Limitation of Deflection:-

-By using Atir Software, we found that the Deflection of this Rib is according to *figure (4-10).*



L / 1890 ***L / 49785*** ***L / 311***

Fig (4-10).Deflection of the Rib *(R1).*

According to (ACI-318-code).

Max Deflection must be ≤ L / 480.

-For span number (1)

(Spans From right to left).

Deflection = L / 311 > L / 480.

Provide 2 Φ 14 (As $_{provided}$ = 3.08cm²) instead of 2 Φ 12, at the bottom of the span 3, **and 2 Φ 14** at the top of span 3.

Revised Deflection = L / 512 < L / 480.

See figure (4-11).

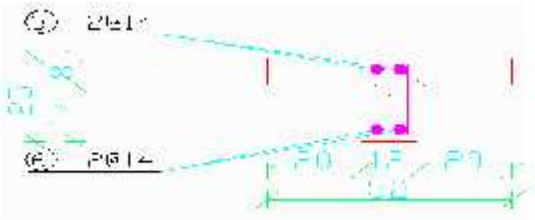


Fig (4-11).

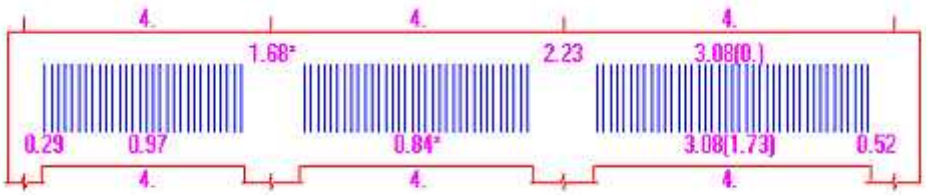
-For span number (2).

Deflection = L / 49785 < L / 480 ……..…*OK.*

-For span number (3).

Deflection = L / 1890 < L / 480 ……..…*OK.*

-See Figure (4-12), which show the Revised Deflection of the Rib (R1).



L/1890 ***L/49785*** ***L/516***

Fig (4-12)

4-2-Design of Beam (B1) in the First Floor:-

(Rectangular– Section Beam):-

See figure (4-13).

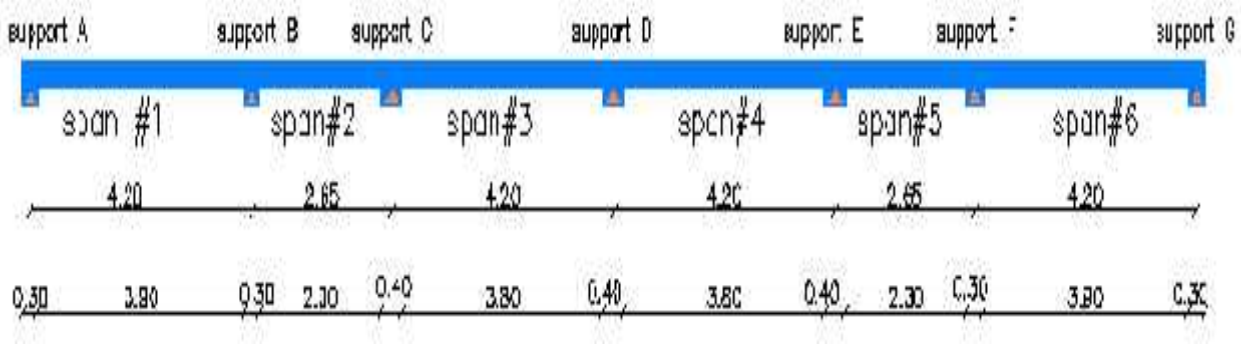


Fig (4-13)

4-2-1-A-load Calculations:-

-Assuming Φ 20, for Main Reinforcement & Φ10 for links.

-d = H- cover – db $_{(stirrups)}$ - (Db / 2) = 25 – 4 – 1- 1 = 19 cm.

-initial b = 70 cm.

-H = 25 cm.

-By using Atir software, we found that the Envelop of Bending Moment for this beam according to its spans, supports & loads acting on it is as *figure (4-15).*

-Loads on beam (B1).

Dead load = 0.418 / 0.52 = 0.804 Ton/m².

= 0.804*(2.50 +2.17) =3.76 Ton/m.

Live load = 0.2 Ton/m².

= 0.2*(2.50 +2.17) = 0.93 Ton/m.

Self weight = 2.5*0.25*0.7 = 0.44 Ton/m.

The following figure *(figure (4-14))* shows the load distribution on the beam:-

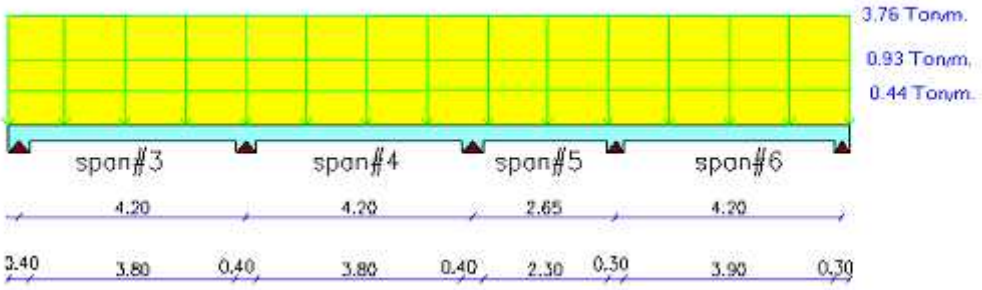


Fig (4-14)

The Envelope, of these loads at this Beam will be, as the following figure:-

See figure (4-15).

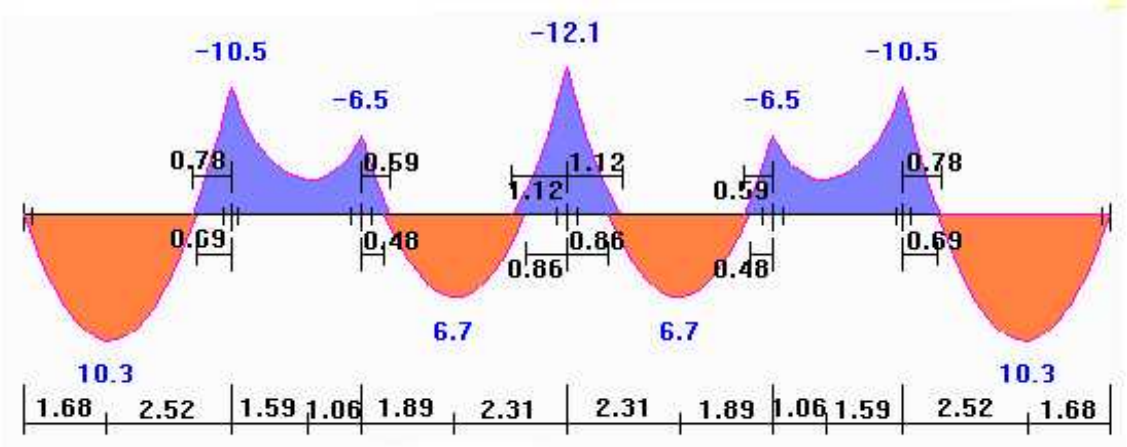


Fig (4-15)-Moment Envelope in *(Ton.m)*.

4-2-1-B- Determination of the Beam Width (b):-

Referring to (ACI-code-318).

Assume $\rho_{req} = 0.4 * \rho b$.

ρb =??

$\rho b = 0.85 * f_c' * \beta / f_y * (600 / 600 + f_y)$.

$\rho b = 0.0243$.

$\rho_{req} = 0.4 * \rho_b = 0.4*0.0258 = 0.0103.$

$Mu_{max} = 9.5$ Ton.m.

$Mn = Mu / 0.9$

$= 12.1 / 0.9 = 13.44$ Ton.m.

$$m = \frac{fy}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59.$$

$Rn_{req} = \rho * fy * (1 - 0.5 * \rho * m) = 0.0103*420 *(1 - (0.5*0.0103*20.59).$

$Rn_{req} = 3.87$ Mpa $= 38.7$ Kg/cm^2.

$Rn = Mn / (b* d^2) = 13.44*10^5 / b *19.2^2$

b = 94.2 cm.

Select <u>b</u> = 90 cm.

4-2-2-Design of Positive Moment:-

-Design of spans number (1& 6).

We will Design just one of them since they have the same value of positive Moment (*Mu*), & other design properties.

Mu = 10.3 Ton .m. ……. *As shown in Fig. (4-15).*

Mn = 10.3 / 0.9 = 11.44 Ton.m.

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

$$\Rightarrow \; A s_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(90)(19.2) \geq \frac{1.4}{420}(90)(19.2)$$

$A s_{min} = 5.04 \geq 5.76.$

$A s_{min} = 5.76$ cm^2 …….*Control*.

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.59.$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{11.44 \times 10^5}{90 \times 19.2^2} = 34.5\left(Kg/cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 34.5}{4200}}\right)$$

$\circ$ = 0.00906.

As = 0.00906*(90)*(19.2) = 15.65 cm^2.

$As_{req} > As_{min}$

15.65 > 5.76 ……..*OK.*

Use 5 Φ 20 mm

$As_{provided}$ = 15.7 cm^2.

-Check: yielding of Tension steel:-

$$C = 0.85 f_c' ab$$

C = 0.85(0.24)*(90)*a = 18.36 a.

Actual T = As **fy* = 15.7 *4.2 = 65.94 Ton.

Actual a = 65.94 / 18.36 = 3.59 cm.

Actual x = a / β = 3.59 / 0.85 = 4.23 cm.

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.2} \quad \ldots\ldots \frac{0.003}{4.23} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.2}$$

ε^s = 0.0106 > 0.005.

∴ Tension steel is yield…….……*OK.*

Act *Mn* = T or C *((d – 0.5*a)/100).

Actual *Mn* = 11.48 Ton.m.

Actual Mn > Mn $_{req}$……OK.

2- Spans 3 & 4.

Mu = 6.7 Ton.m……. *As shown in Fig. (4-15).*

Mn = 6.7 / 0.9 = 7.44 Ton.m.

m = 20.59.

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{7.44 \times 10^5}{90 \times 19.2^2} = 22.43 \left(Kg / cm^2 \right)$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 22.43}{4200}}\right)$$

$\circ$ = 0.00567.

As = 0.00567*(90)*(19.2) = 9.8 cm^2.

As $_{req}$ > As $_{min}$ ……..…….*OK.*

Use As = 9.8 cm^2.

Use 4Φ 20 mm.

As $_{provided}$ = 12.57 cm^2**.**

-Check: yielding of Tension steel:-

$$C = 0.85 f_c' ab$$

C =0.85(0.24)*(90)*a = 18.36 a.

Actual T = As **fy* = 12.57*4.2 = 52.79 Ton.

Actual a = 52.79 / 18.36 = 2.875 cm.

Actual x = a / β = 2.875 / 0.85 = 3.38 cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{£s + 0.003}{19.2} \qquad \ldots\ldots \frac{0.003}{3.38} = \frac{£s + 0.003}{19.2}$$

$\varepsilon_s = 0.014 > 0.005$.

$\therefore$ Tension steel is yield ……..*OK*.

Act *Mn* = T or C *((d – 0.5 a)/100).

Actual *Mn* = 9.38 Ton.m.

Actual Mn > Mn $_{req}$……..……*OK*.

4-2-3- Design of Negative Moment:-

1 - Support B&F:

Mu = 10.5 Ton.m……..*As shown in Fig. (4-15).*

Mn = 11.67 Ton.m.

m = 20.59

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{11.67 \times 10^5}{90 \times 19.2^2} = 35.17\left(Kg/cm^2\right)$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 35.17}{4200}}\right)$$

ρ = 0.00926.

As = 0.00926*(90)*(19.2) =16 cm^2.

Use 6 Φ 20 mm.

As $_{provided}$ =18.85 cm^2**.**

As $_{req}$ >As$_{min}$.

18.85 >5.76 …….*OK*.

-Check: yielding of Tension steel:-

$C = 0.85 f_c' ab$

C =0.85(0.24)*(90)*a = 18.36a.

Actual T = As *fy = 18.85 *4.2 = 79.2 Ton.

Actual a = 79.2 / 18.36 = 4.31 cm.

Actual x = a / β = 4.31 / 0.85 = 5.075 cm.

$\varepsilon^s = 0.00835 > \varepsilon^y = 0.005$.

$\therefore$ Tension steel is yield……*OK*.

Act *Mn* = T or C *((d – 0.5 a)/100).

Actual *Mn* =13.5 Ton.m.

Actual Mn > Mn $_{req}$……*OK*.

2- Support C&E:-

Mu = 6.5 Ton.m …….. *As shown in Fig. (4-15)*

Mn = 6.5/ 0.9 = 7.22 Ton.m.

m = 20.59.

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{7.22 \times 10^5}{90 \times 19.2^2} = 21.76 \left(Kg / cm^2 \right).$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 21.76}{4200}}\right)$$

$\circ$ = 0.00549.

As = 0.00549*(90)*(19.2) = 9.49 cm^2.

As $_{req}$ > As $_{min}$.

Use As = 9.49 cm^2.

Use 4 Φ 20 mm .

As = 12.57 cm^2 .

-Check: yielding of Tension steel:-

$C = 0.85 f_c' ab$

C =0.85(0.24)*(90)*a = 18.36 a.

Actual T = As **fy* = 12.57 *4.2 = 52.79 Ton.

Actual a = 52.79 / 18.36 = 2.875 cm.

Actual x = a / β = 2.875 / 0.85 = 3.38 cm .

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.2} \qquad \ldots\ldots \frac{0.003}{3.38} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.2}$$

$\varepsilon^s = 0.014 > 0.005$.

$\therefore$ Tension steel is yield……..*OK*.

Act *Mn* = T or C *((d – 0.5 a)/100).

Actual *Mn* = 9.38 Ton.m.

Actual Mn > Mn $_{req}$……..……*OK.*

3- Support D.

Mu = 12.1 Ton.m……..*As shown in Fig. (4-15).*

Mn = 13.44 Ton.m.

m = 20.59.

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{13.44 \times 10^5}{90 \times 19.2^2} = 40.51 \left(Kg / cm^2 \right)$$

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

$$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 40.51}{4200}}\right)$$

$^{\circ}$ = 0.0109.

As = 0.0109*(90)*(19.2) = 18.76 cm^2.

$As_{req} > As_{min}$……..…*OK.*

Use 6 Φ 20 mm

As =18.84 cm^2.

-Check: yielding of Tension steel:-

$C = 0.85 f_c' ab$

C =0.85(0.24)*(90) a = 18.36 a.

Actual T = As *fy = 18.84*4.2 = 79.13 Ton.

Actual a = 79.13 / 18.36 = 4.31 cm.

Actual x = a / β = 4.31 / 0.85 = 5.07 cm.

$$\frac{0.003}{X} = \frac{\varepsilon s + 0.003}{19.2}$$

ε^s = 0.00836 > 0.005

$\therefore$ Tension steel is yield……OK.

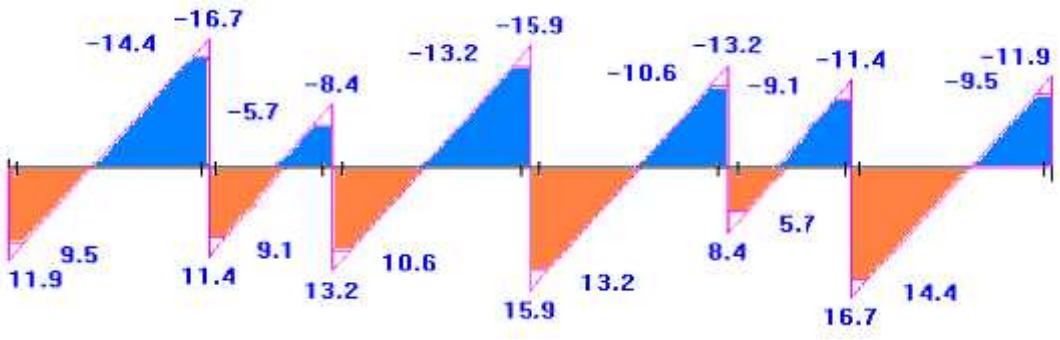
Act *Mn* = T or C *((d – 0.5 a)/100).

Actual *Mn* = 13.49 Ton.m.

Actual Mn > Mn $_{req}$……..…*OK.*

4-2-4- Design for Shear: -

The following figure shows the Envelop of shear stress in (Ton), on the beam *(B1)*, in the first floor, *see figure (4-16).*



region (A) region(B) region (C) region (C) region(B) region (A)

Fig (4-16) Shear Envelope in *(Ton).*

-For region (A):-

V_u = 16.7 Ton ……..*As shown in Fig. (4-16).*

V_u @ Critical point = 14.4 Ton.

Note: - critical point occurs at distance (d =19.2cm) from the face of support, according to (ACI-318-code).

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*(90)*(19.2)*\left(\frac{10}{1000}\right) = 10.58 \text{ Ton.}$$

$\frac{1}{2}\Phi V_c = 5.3Ton.$, …… $\Phi V s_{\min}$ = 0.75*(1/3)*(Mpa)*(10/1000)*b*d.

= 0.75*(1/3)*90*19.2*(10/1000) = 4.32Ton.

$(\Phi V_c + \Phi Vs_{\min}) > Vu_{\text{critical}} > (\Phi V_c)$

14.9 > *Vu* > 10.58.

-Complies with category (3):-

According to (ACI-318-code).

$\Phi Vs_{req} = Vu - \Phi V_c$.

ΦVs_{req} = 14.4 –10.58 = 3.82 Ton.

S_{req} = 0.75*(Av **fy***d) / ΦVs_{req}.

Number of stirrups used: - = 2 stirrups.

Assume Φ 10 stirrups.

S_{req} = 0.75(4*0.79*4.2*19.2) /3.82 = 50 cm.

According to (ACI-318-code).

***-Max. Spacing is less than**:-*

$S_{max} \le \frac{19.2}{2} = 9.6cm$ …….***controlled.***

≤ 60 cm

Use Φ 10 (4 legs) @ S = 9.5 cm.

$\Phi Vs_{provided} = 0.75*(Av*fy*d)/ S_{provided}$.

$\Phi Vs_{provided} = 0.75*(4*0.79 * 4.2*19.2)/ 9.5.$

$\Phi Vs_{provided} = 20.12$Ton.

$\Phi Vn = \Phi Vs_{provided} + \Phi V_c$

$\Phi Vn = 20.12 + 10.58 = 30.7$ Ton.

$\Phi Vn > Vu$ ……..……..*OK.*

-For region (B):-

V_u = 11.4 Ton…….. *As shown in Fig. (4-16).*

V_u **@** Critical point = 9.1 Ton.

Note: - critical point occurs at distance (d =19.2 cm) from the face of support, according to (ACI-318-code).

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*(90)*(19.2)*\left(\frac{10}{1000}\right) = 10.58 \text{ Ton.}$$

$$\frac{1}{2}\Phi V_c = 5.3Ton$$

$(\Phi V_c = 10.58$ Ton$) > Vu_{critical} > (\frac{1}{2}\Phi V_c = 5.3Ton)$.

-Complies with category (2):-

Minimum shear reinforcement is required:-

Assume Φ 10 stirrups.

$$S = \frac{3A_v f_y}{bw} = \frac{3*4*0.79*420}{90} = 44.24\,\text{cm}.$$

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than:

$$S_{max} \le \frac{d}{2} = 9.6cm \ldots\ldots\ldots controlled.$$

$$\le 60\ \text{cm}$$

Use Φ 10 (4 leg) @ S = 9.5 cm.

$\Phi Vs_{provided} = 0.75*(Av*fy*d) / S_{provided}.$

$\Phi Vs_{provided} = 0.75*(4*0.79 * 4.2*19.2)/ 9.5.$

$\Phi Vs_{provided} = 20.12$ Ton.

$\Phi Vn = \Phi Vs_{provided} + \Phi V_c$

$\Phi Vn = 20.12 + 10.58 = 30.7$ Ton.

$\Phi Vn > Vu$ ……..*OK.*

-For region (c):-

V_u = 15.9 Ton …….. *As shown in Fig. (4-16).*

V_u @ Critical point = 13.2Ton.

Note: - critical point occurs at distance (d = 19.2 cm) from the face of support, according to (ACI-318-code).

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{\sqrt{fc'}}{6}\right)bd = 0.75\left(\frac{\sqrt{24}}{6}\right)*(11)*(19)*\left(\frac{10}{1000}\right) = 10.58 \text{ Ton.}$$

$$\frac{1}{2}\Phi V_c = 5.3Ton$$

$\Phi\, Vs_{\min}$ = 0.75*(1/3)*(Mpa)*(10/1000)*b*d.

= 0.75*(1/3)*90*19.2*(10/1000) = 4.32 Ton.

$(\Phi V_c + \Phi\, Vs\, min) > Vu > (\Phi V_c)$

14.9 > Vu $_{\text{critical}}$ > 10.58.

-Complies with category (3):-

According to (ACI-318-code).

$\Phi\, Vs_{\text{req}} = Vu - \Phi V_c$.

$\Phi\, Vs_{\text{req}}$ =13.2 – 10.58 = 2.62 Ton.

S $_{\text{req}}$ = 0.75*(Av * *fy**d) / $\Phi\, Vs_{\text{req}}$.

Number of stirrups used : - = 2 stirrups .

Assume Φ 10 stirrups.

S $_{\text{req}}$ = 0.75(4*0.79*4.2*19.2) / 2.26 = 84.6 cm.

According to (ACI-318-code).

-Max. Spacing is less than*:*

S $_{\max} \le \frac{d}{2} = 9.6cm$ …….controls.

$\le$60 cm

Use Φ 10 (4 legs) @ S = 9.5 cm.

$\Phi\, Vs_{\text{provided}}$ = 0.75*(Av * *fy**d)/ S $_{\text{provided}}$.

$\Phi\, Vs_{\text{provided}}$ = 0.75*(4*0.79 * 4.2*19.2)/ 9.5.

$\Phi\, Vs_{\text{provided}}$ = 20.12 Ton.

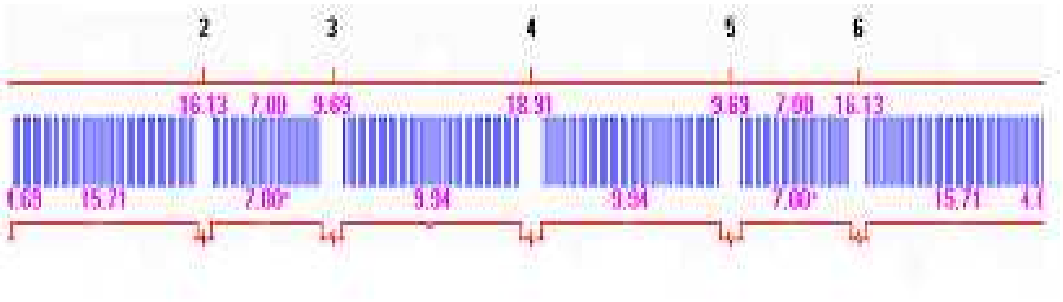
$\Phi\, Vn = \Phi\, Vs_{\text{provided}} + \Phi V_c$

Φ *V*n = 20.12 + 10.58 = 30.7 Ton.

$\Phi\, Vn > Vu$ ……..*OK.*

4-2-5-Limitation of Deflection:-

-By using Atir software, we found that the deflection of this beam is according to *figure (4-17).*



L/179 ***L/361*** ***L/423*** ***L/423*** ***L/361*** ***L/179***

Fig (4-17).Deflection of The Beam *(B1).*

According to (ACI-318-code).

-Max deflection must be ≤ L / 480.

-For span number (1&6).

Deflection = L / 179 > L / 480.

Provide 14Φ20 instead of 6Φ 20 at the bottom of the span,(As $_{provided}$ = 44cm²)

& 11 Φ 20 instead of 4 Φ 12 at the top of the span (As $_{provided}$ = 34.56 cm²).

-Check of minimum width of beam.

Minimum width of beam for 14Φ 20 = 72.5 cm.

Actual width of the beam = 90 cm > 72.5 cm ……*OK.*

Revised deflection = L / 496 < L / 480 ……...*OK.*

See figure (4-18).

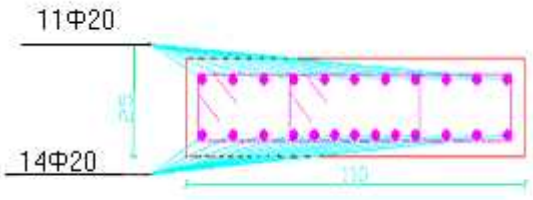


Fig (4-18).

-For spans number (2&5).

Deflection = L / 361 > L / 480 ……*Not OK*.

Provide 5Φ16 instead of 6Φ12 at the Top of the Span & **5Φ12** at the Bottom of the Span,(As $_{provided}$ = 15.71cm²)

See figure (4-19).

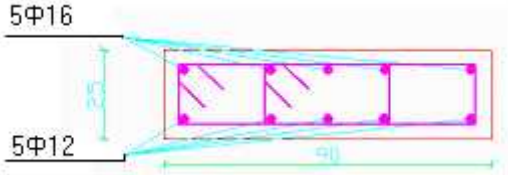


Fig (4-19)

-For span number (3&4).

Max deflection must be ≤ L / 480.

Deflection = L / 423 > L / 480 …….*Not OK.*

Provide 5Φ20 instead of 4Φ20 at the bottom of the Span,(As $_{provided}$ = 15.71cm²), & 5 Φ12 at the Top of the span.

See figure (4-20).

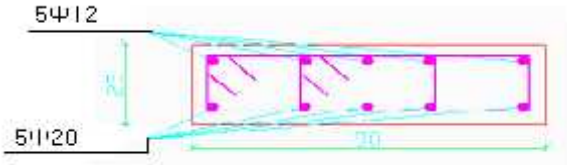
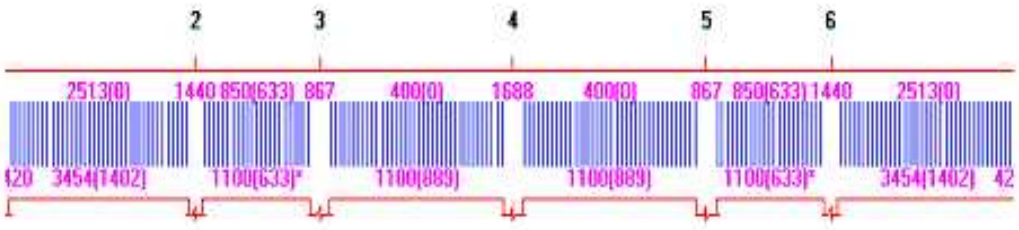


Fig (4-20)

See Figure (4-21), which shows the Revised Deflection of the beam (B1).



L/496 L/491 L/481 L/481 L/491 L/496

Fig (4- 21)

4-3-Design of Column:-

-Column (C1) in the Basement floor, the column is an internal one *(Tied column):-*

-By using Atir software we found that the reaction on this column from

Beams (B1), (B11), (B22) & (B23).

-Total factored load of Beam (B1) = 6* 31.05 = 186.3 Ton.

-Total factored load of Beam (B23) = 15.68 Ton.

-Total factored load of Beam (B11) = 11.83 Ton.

-Total factored load of Beam (B22) = 4.71 Ton.

-Factored Self weight of the column = 8*1.4*2.5*0.6*0.4*3 = 20.16 Ton.

-The total axial load (Pu) = (186.3 +15.68 + 11.83+4.71 + 20.16) = 245 Ton.

-Pu = 245 Ton.

4-3-1 Design of the longitudinal Reinforcement:-

Pu = 245 Ton.

So, its axially loaded.

Type of column: "Tied column".

Assume $°g$ = 0.02.

$$pn = \frac{pu}{\Phi}$$

$$pn = \frac{245}{0.65} = 377Ton$$

$$Pn_{max} = 0.80Ag\left[0.85 * fc' + °g\left(Fy - 0.85 * fc'\right)\right]$$

$$377 = 0.80Ag\left[0.85 * 0.24 + 0.02\left(4.2 - 0.85 * 0.24\right)\right]$$

Ag_{req} = 1660 cm^2.

Use 50cm * 40 cm.

Ag = 50*40 = 2000 cm^2.

-Determination of required $°g$:-

$Pn_{max} = 0.80Ag[0.85 * fc' + °g(Fy - 0.85 * fc')]$

$377 = 0.80 * 2000 * [0.85 * 0.24 + °g(4.2 - 0.85 * 0.24)]$

$°g = 0.0079.$

$°g$ < (° $_{min}$ = 0.01) …….… *(ACI-Cod-10.16.8.6)*

Use ° = 0.01.

Required As = ρ_g * Ag = 0.01 * 2000 = 20 cm^2.

Use 10 Ø 16 …….As $_{provided}$ = 20.11 cm^2.

As $_{max}$ = 0.08*2000 = 160 cm^2.

As $_{min}$ = 0.01*2000 = 20 cm^2.

As $_{max}$ > As > As $_{min}$…….…….*OK.*

4-3-2-Check Slenderness Effect:-

$(KLu/r) \le (34 - 12[M1/M2])$

$\le$ 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 =* $\sqrt{I/A}$.

M1/M2 = 1 for the interior column.

Lu = 3 m.

$(1 * 3/(0.3 * 0.4m)) \le (34 - 12[1])$

25 $\ge$ 22.

$\le$ 40.

-Slenderness effect must be considered.

$$¢_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}} \geq 1.0 \quad \text{…… A.C.I (10.12.3) eq(10.9).}$$

C_m = 1.0 (for single curvature – braced frame) ……..……. *A.C.I (10.12.3.1).*

P_u = (1.2*DL) + (1.6*LL).

P_u = 245 Ton.

$$P_c = \frac{®^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad \text{…….…. A.C.I (10.12.3) eq (10.10).}$$

EI = large of:

$$\text{EI} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + d} \quad \text{……..…eq (1)}$$

Or

$$\text{EI} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + d} \quad \text{…….……eq (2)}$$

$E_c = 15000\sqrt{fc'} \longleftarrow Kg/cm^2$.

$$E_c = \frac{15000\sqrt{240}}{1000} = 232.38 \text{ Ton}/cm^2.$$

I_g = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting Reinforcement, cm^4.

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 40^3}{12} = 266666.67 cm^4.$$

I_{se} = Moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section, cm^4.

$I_{se} = 2(A_s * x^2) = 2(4 * 2.01 * 13.4^2) = 2887.32 cm^4$.

Es = 200000 Mpa = 2000 Ton/cm².

$$d = \frac{factored\quad axial\quad dead\quad load}{factored\quad axial\quad total\quad load} = \frac{192.13}{245} = 0.784 \ .$$

From equation 1 and 2 we select the large value:

$$\text{EI} = \frac{((0.2*232.38*266666.67)+(2000*2887.67))}{1+0.784} = 10184383.5 \quad Ton.cm^2$$

$$\text{EI} = \frac{0.4*232.38*266666.67}{1+0.784} = 13894170.58 \quad Ton.cm^2 \ (control).$$

$$P_c = \frac{®^2 * 13894170.58}{(1.0*3.00*100)^2} = 1523.66 \quad Ton \ .$$

$$¢_{ns} = \frac{1.0}{1-\frac{245}{0.75*1523.66}} = 1.27 \quad \geq 1.0 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots OK \ .$$

$$e_{\min} = 15 + (0.03*h) = 15 + (0.03*400) = 27 \quad mm$$

e $_{used}$ for the design = 1.27* 27 = 34.3 mm = 3.43 cm .

We used the equation above because (M) is negligible.

e $_{used}$ = 3.43 cm.

We calculated eb $_{(balance)}$ to check e $_{(used)}$, if it smaller or greater than eb.

$$£_y = \frac{420}{200000} = 0.0021$$

$$\frac{x_b}{d} = \frac{0.003}{0.003+0.0021} \Rightarrow \frac{x_b}{34} = \frac{0.003}{0.003+0.0021} \Rightarrow x_b = 20cm$$

$$a_b = 0.85*x_b \Rightarrow a_b = 0.85*20 = 17cm$$

Compression steel –yield?

$$\frac{£_s{}'}{0.003} = \frac{x_b - d'}{x_b} \Rightarrow \frac{£_s{}'}{0.003} = \frac{20-6}{20} \Rightarrow £_s{}' = 0.0021 \geq £_y \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots OK$$

$$C_c = 0.85*\ fc'*b*a_b \Rightarrow C_c = 0.85*0.24*50*17 \Rightarrow C_c = 173.4Ton \ .$$

$$C_s = A_{s'}(f_y - 0.85\,fc') \Rightarrow C_s = (4*2.01)\{4.2-(0.85*0.24)\} \Rightarrow C_s = 32.13Ton$$

$$T = A_s * f_y \Rightarrow T = 4*2.01*4.2 \Rightarrow T = 33.77Ton \ .$$

$\sum fy = 0 \uparrow^{+}$

$C_c + C_s - T - P_b = 0.0$

$173.4 + 32.13 - 33.77 - P_b = 0.0 \Rightarrow\mapsto P_b = 171.76 Ton.$

Take moment about center axis of column:-

$\sum$ m at *C.A* + Clock wise.

$(-T * 14) - C_c(\frac{h}{2} - \frac{a_b}{2}) - C_s(20 - 6) + (P_b * e_b) = 0.0$

$(-33.77 * 14) - 173.4(\frac{40}{2} - \frac{17}{2}) - 32.13(20 - 6) + (171.76 * e_b) = 0.0$

$\Rightarrow e_b = 16.98 cm$

e used $< e_b \Rightarrow 3.43 < 16.98$ $\therefore$ *compression control.*

E =200000 Mpa $\Rightarrow E = 2000 Ton / cm^2$

$C_s = 32.13 Ton.$

$C_c = 0.85 * fc' * b * a_b \Rightarrow C_c = 0.85 * 0.24 * 50 * 0.85 * x \Rightarrow C_c = 8.67 * x$

T=?????

$£_s = (\frac{34 - x}{x}) * 0.003.$

$f_s = £_s * E \Rightarrow f_s = (\frac{34 - x}{x}) * 0.003 * 2000 \Rightarrow f_s = 6 * (\frac{34 - x)}{x}$

$T = A_s * f_s \Rightarrow T = f_s = 6 * (\frac{34 - x}{x}) * (4 * 2.01)$

$T = (\frac{1640.16 - 48.24 * x}{x})$

$Pn = C_c + C_s - T$

$\sum m$ *at* $Pn = 0.0 +$ Clock wise.

$-\{\frac{1640.16 - 48.24 * x}{x}\}\{17.43\} + \{8.67 * x(\frac{0.85 * x}{2} - 16.57)\} - (10.57 * 32.13) = 0.0$

$X^3 - 38.985 X^2 + 135.91 X - 7757.74 = 0.0$

X= 40.375 cm.

We used X= h = 40 cm.

$C_c = 8.67 * 40 = 346.8 \quad Ton$

$T = (\frac{1640.16 - 48.24 * 40}{40}) = -7.24 \quad Ton.$

$Pn = 346.8 + 32.13 - -7.24 \Rightarrow Pn = 386.17 \quad Ton.$

$¤ * Pn \geq Pu \Rightarrow 0.65 * 386.17 = 251.01 \quad Ton \geq 245$.....*OK*

Use 10 Ø 16 bars.

4-3-3 Design of Tie Reinforcement:-

Use Ø 10 ties.

1) Spacing (S) ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter) = 16 * 1.6= 25.6 cm ….***control***.
2) 48*d_t (ties bar diameter) = 48* 1 = 48 cm.
3) Least dimension = 40 cm.

Use "Ø 10" Ties @ 25 cm spacing.

See figure (4-22).

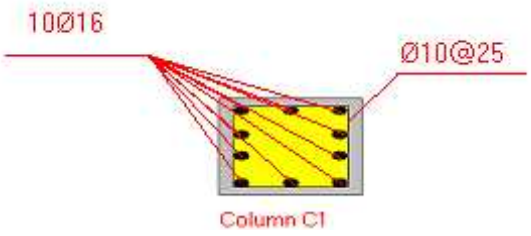


Fig (4-22)

4-4-Design of Isolated Footing:-

Footing (#15) carrying column (C15).

4-4-1-Load Calculation:-

-Total Factored dead load = 231 Ton.

-Total service dead load = 192.5 Ton.

-Total Factored live load = 61 Ton.

-Total service live load = 38.13 Ton.

-Total factored load = 292 Ton.

-Column = 60x40 cm^2.

-Soil density = 1.7 Ton/m^3.

-Allowable soil Pressure = 4.5 Kg/cm^2.

-Assume footing Width to be about (50 cm) thick, in addition to about (10cm) of blinding concrete.

-Total Service load = 230.63 Ton.

-Footing weight = (0.5 + 0.10) *2.5 = 1.5 Ton/m^2.

-soil weight above the footing = 1.7*1.5 = 2.55 Ton/m^2.

-P_{net} (soil pressure) = (45 – 1.5-2.55) = 41 Ton/m^2.

4-4-2-Determination of Footing Area:-

-Required Area of footing = Total Service load / soil pressure.

= 230.63 / 41 = 5.63 m^2.

$\Rightarrow$ Try 2.4*2.4

Area $_{provided}$ = 5.76 m^2.

4-4-3-Determination of Footing Depth:-

$\Phi Vc = \Phi * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 240 * d * 10 = 1469.69\ d.\ Kg/cm^2.$

$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{292}{5.76} = 50.69\ (Ton/m^2) = 5.069\ Kg/cm^2.$

$= 50.69\ Ton/m^2 < (1.4*41=57.4)$……*OK.*

Vu = (P_{net})*(one way shear area) = 5.069*240*(100 – d) = 121656 – 1216.56 d.

1469.69 d = 121656 – 1216.56 d.

d = 45.3 cm.

Assume Φ16 for main reinforcement.

h = 45.3 +8+1.6+0.8 = 55.7 cm.

So, select h = 60 cm.

Available d = 60-8-1.6-0.8 = 49.6cm.

4-4-4-Check this depth for two way shear action *(punching Shear)*:-

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

$V_u = 5.069 \times \{57600 - (60+49.6)(40+49.6)\}/1000 = 242.2\ Ton.$

-The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.39\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.58\sqrt{f_c'}\, b_o d$

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

Where:

$_c$ = a / b = 60 / 40 = 1.5.

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

= 2*{(49.6+40) + (49.6+60)} =398.4 cm.

$\sim_s$ = 40 ……..…….. *For interior column.*

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad \Rightarrow 0.33\sqrt{24} * 3984 * 496/10000 = 319.46$ Ton.

ΦV_c = 0.75*319.46 = 239.6 Ton.

$\Phi V_c > V_u \rightarrow$ 239.6 Ton < 242.2 Ton …….*NOT OK.*

Recalculate required "d" to satisfy Punching shear:-

Use h = 65 cm.

d = 65-8-1.6-0.8 = 54.6 cm > (d_{min} = 15cm)…….. *(ACI-318-15.7).*

d > d_{min} ……*OK.*

So select h= 65 cm.

-Check this depth for two way shear action (punching Shear):-

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

$V_u = 5.069 \times \{57600 - (60+54.6)(40+54.6)\}/1000 = 237$ Ton.

-The punching shear strength is the smallest of:

$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.39\sqrt{f_c'}\, b_o d$

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.6\sqrt{f_c'}\, b_o d$

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

Where:-

$_c$ = a / b =60 / 40 = 1.5.

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

b_o = 2*{(54.6+40) + (54.6+60)} = 418.4 cm.

$\sim_s$ = 40……. *For interior column.*

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \Rightarrow 0.33\sqrt{24} * 4184 * 546/10000 = 369.32$ Ton.

$\Phi V_c = 0.75*369.32 = 277$ Ton.

$\Phi V_c > V_u \rightarrow$ 277 > 237 Ton ……..*OK.*

$\Rightarrow$ ***No punching shear failure.***

$\Rightarrow$ *See figure (4-23-A) which shows the geometry of the footing (F15).*

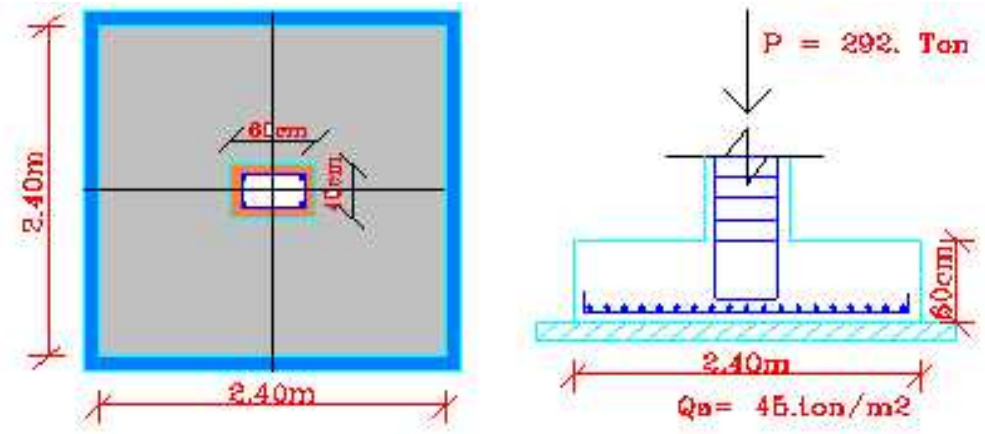


Fig. (4-23-A)

4-4-5-Check Transfer of load at base of column *(Design of Dowels)*:-

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

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.24)(60 \times 40) = 342.72$ Ton.

Pu = 292 Ton.

$\Phi Pn = 342.72 Ton > 292 Ton$.

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

° $_{min}$= 0.005 …… *(ACI -Code-15.8.2.1)*

$\min dewels = 0.005 * 60 * 40 = 12\,cm^2$ > As $_{used}$ in the column.

12 > 20.1…….*Not OK.*

So, use the same reinforcement of the column.

Use 10 Φ 16.

As $_{provided}$ = 20.1cm².

-Development length of Dowels:-

$$ld = \frac{0.24\,fy * db}{\sqrt{fc'}} = \frac{0.24 * 420 * 1.6}{\sqrt{24}} = 32.92cm.$$

Not less than:

$0.043 * fy * db = 0.043 * 420 * 1.6 = 29.57.$

34.3 > 29.57 ……..*OK.*

Not less than: 200 mm……..OK.

34.3>20 ……...OK.

Take *Ld* = 35 cm.

4-4-6-Design Of Bending Moment:-

-Design in plain concrete.

$$¤Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{fc'} * Sm.$$

$$Sm = \frac{b * h^2}{6} \Rightarrow \frac{2400 * (600)^2}{6} \Rightarrow Sm = 0.144 * 10^9\,mm^3.$$

$$¤Mn = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 0.144 * 10^9 = 16.3 * 10^7\,N.mm.$$

$$¤Mn = 163KN.m = 16.3\ \text{Ton.m}$$

$$Mu = \left\{ Pnet * W * \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right\} * 0.5 * \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu = \left\{5.069 * 240 * \left(\frac{240}{2} - \frac{40}{2}\right)\right\} * 0.5 * \left(\frac{240}{2} - \frac{40}{2}\right) / 100000.$$

Mu = 60.83 Ton .m.

¤$Mn \geq Mu \Rightarrow 16.3 \leq 60.83 \Rightarrow$ …….. *Not OK*.

#-Design in plain concrete is not sufficient, so, the section of footing must be reinforced.

$Mn_{req} = Mu / 0.9 = 60.83 / 0.9 = 67.6$ Ton.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{67.6 \times 10^5}{240 * 54.6^2} = 9.45 \ Kg/cm^2.$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 9.45}{4200}}\right) = 0.0023 .$$

° = 0.0023.

$A_{s\ req}$ = 0.0023*(240)*(54.6) = 30.14 cm^2 .

$A_{s\ min} = ° * b * h = 0.002 * 240 * 65 = 31.2 cm^2$.

$As_{req} < As_{min}$.

$1.3 * As_{req} = 1.3 * 30.14 = 39.2 > A_{s\ min}$.

So, Use (As_{min} = 31.2 cm^2).

Use 16 Φ 16 *(In Each way).*

$As_{provided}$ = 31.16 cm^2 *(in each way).*

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 31.2 \times 4.2 = 131.04 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{131.04}{0.85 \times 0.24 \times 240} = 2.68 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.68}{0.85} = 3.15 cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{54.6 - 3.15}{3.15} \times .003 = 0.049$$

$$\rightarrow 0.049 > 0.005 \text{..... ....} OK .$$

-Development length of main Reinforcement:-

$$ld = \frac{12\, fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥ \text{ ……. (ACI-318-12.2.2).}$$

$$= \frac{12 * 420 * 1.6}{25\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 = 65.84 cm.$$

Take Ld = 70 cm.

-Available embedment = ((240 – 60) / 2) – 8 = 82 cm.

82 > 70……..*OK.*

-Check if Combined Footing is required:-

We found that the smallest distance *(C)* between isolated footings is between (Footing 6 and footing 7 (C=0.7m)) *see figure (4-23-B).*

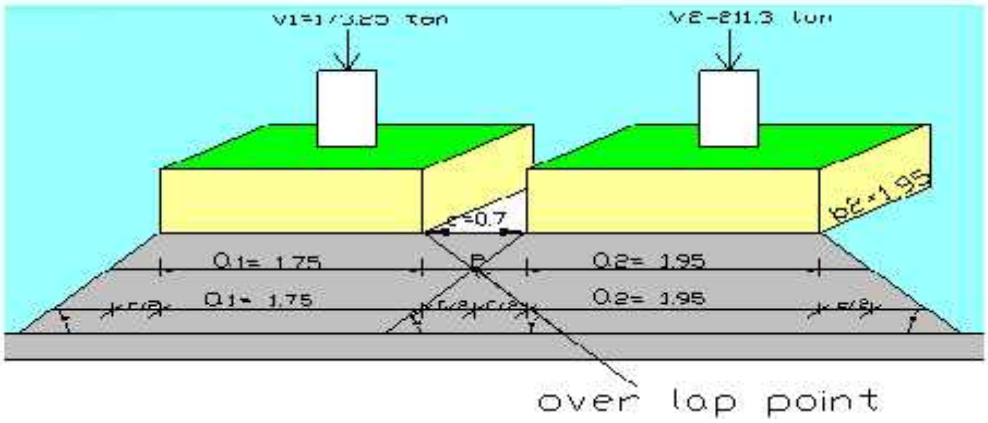


Fig (4-23-B)

*If c > (4*a) we don't need to make a check of the bearing value at over lap point, otherwise we have to make this check.*

-From the figure we can notice that **(c< (4*a)).**So we have to make a check about the bearing value at over lap point.

$$P_{net} = \frac{V_1}{(a_1+c)*(b_1+c)} + \frac{V_2}{(a_2+c)*(b_2+c)} \le 1.4*P_{allowable} \cdot$$

$$P_{net} = \frac{173.25}{(1.75+0.7)*(1.75+0.7)} + \frac{211.3}{(1.95+0.7)*(1.95+0.7)} \le 1.4*45$$

$$P_{net} = 28.86 + 30.1 \le 63.0 \Rightarrow\Rightarrow 58.952 \le 63.0 \text{.....} OK.$$

- From the Equation above we can notice that ($P_{net} < P_{allowable}$,) so we don't need another solution such as using combined footing or redistribution of columns in order to make the distance between footings greater than available C.

4-5- Design of Strip Footing:-

4-5-1-Load calculations:-

-Slab Weight (D.L) = 2.5*0.15*7.65*2.90 = 8.32 Ton.

-Slab Weight (D.L)/m of the wall = 8.32 / {(2*7.65) + (2*2.90)} = 0.4 Ton/m.

-Live Load acting on the Slab = 0.2*7.65*2.90 = 4.44 Ton.

-Live Load acting on the Slab/m of the wall = 4.44 / {(2*7.65) + (2*2.90)}

= 0.21Ton/m.

-Total (D.L) of the Wall = Wall Height * (W) * (γc).

= (27.45)* 0.2 * 2.5 = 13.73 Ton/m.

-Weight of concrete footing = b * h * γc

= 0.8 * 0.4 * 2.5

= 0.8 Ton / m.

-Stair Reaction (D.L) = 0.852*(4.70/2) = 2.00 Ton/m.

-Stair Reaction (L.L) = 0.5*(4.70/2) = 1.18 Ton/m.

-Beam Reaction (D.L) =1.52*8 = 12.15 Ton/m.

-Beam Reaction (L.L) = 0.38*8 = 3 Ton/m.

-Total (D.L) = 0.4+ 13.73+ 0.8 + 2 + 12.15 = 29.08 Ton/m.

-Total (L.L) = 0.21 + 1.18 + 3 = 4.39 Ton/m.

-Total service load (qs) = 4.39 + 29.08 = 33.47 Ton/m.

-Wu = (1.2*29.08) + (1.6*4.39) = 34.9+ 7.024 = 41.92 Ton/m.

4-5-2-Design of footing width:-

Allowable bearing capacity (B.C) = 45 Ton/m².

Width of footing = $\frac{qs}{B.C} = \frac{33.47}{45}$ = 0.74m.

***So, select <u>75 cm</u>**, Width of the Strip Footing.*

-Determination of the Contact pressure:-

$$P_{net} = \frac{P_u}{width} = \frac{41.92}{0.75} = 55.9 \quad Ton/m^2 \le (1.4*45) = 63 \text{.....} O.K$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times (100) \times (d) = 61.24d$$

$$Vu = (Pnet)*\{(\frac{w - bw}{2}) - d\}$$

$$Vu = 55.9* \{(\frac{0.75 - 0.2}{2}) - d\} = \{15.4 - 55.9d\} \text{ Ton.}$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$61.24*d = 15.4 - 55.9d.$$

$$d = 0.132 \text{ m} = 13.2 \text{ cm.}$$

Assume Φ 12 for main Reinforcement.

Then h = (13.2+ 8 + 0.6) = 21.8 cm, so select h = 25 cm.

So, d = 25 -8 - 0.6 = 16.4 > (d_{min} =15 cm)……..…*OK.*

4-5-3- Design of Reinforcement:-

$$Mu = (Pnet)*(1)*(\frac{b - bw}{2})*(\frac{b - bw}{4})$$

$$Mu = (Pnet)*1*(\frac{0.75 - 0.2}{2})*(\frac{0.75 - 0.20}{4})$$

$$= 55.9* 0.275 * 0.1375 = 2.114 \text{ Ton.m/m.}$$

$$Mn = \frac{Mu_{req}}{\Phi} = \frac{2.114}{0.9} = 2.34 \text{ Ton .m/m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59.$$

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$.

$Rn = \frac{2.34 * 10^5}{100 * (16.4)^2}$ = 8.7 Kg / cm².

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

ρ = 0.00212.

As_{req} = ρ * b * d = 0.00212* 100 *16.4 = 3.5 cm².

$A_{s\ min} = ° * b * h = 0.002 * 75 * 25 = 3.75 cm^2$.

So, As_{min} = 3.75 cm².

As_{req} = 3.5 cm². ……. 1.3*As_{req} = 1.3*3.5 = 4.55 cm².

1.3 As_{req} > As_{min}, so **use** As_{min} = 3.75 cm².

# of Φ 12 bars = 3.75/1.13 = 4.03 bars, select 4 Φ 12.

Use Φ 12 / 25 cm.

$As_{provided}$ = (100 /25)*1.13 = 4.52 cm².

$As_{provided}$ > $As_{required}$ ……OK.

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 4.52 \times 4.2 = 19\,Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{19}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 0.93 \quad cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{0.93}{0.85} = 1.1 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{16.4 - 1.1}{1.1} \times .003 = 0.0417 \ .$$

$\rightarrow 0.0417 > 0.005$ .... *OK* .

-Development length of main Reinforcement:-

$ld = \frac{12\,fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥$ …….. *(ACI-318-12.2.2).*

$$= \frac{12 * 420 * 1.2}{25\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 = 49.4 cm.$$

Available embedment = ((75 – 20) / 2) – 8 = 19.5 cm.

19.5 < 49.4……..*Not OK.*

So, Use 180 deg Hook with L = 49.4-19.5 = 30 cm.

-In the other direction (Long direction).

Provide Shrinkage and Temperature.

As = ρ * b * h.

= 0.0018 * 75 * 25.

= 4.5 cm².

# of Φ 12 bars = 4.5 /1.13 = 3.9 bars, we select 4 Φ12.

Use Φ12@ 15 cm……..As $_{\text{provided}}$ = 5.65 cm².

4-5-4-Design of Dowels:-

Pu for one meter strip = 41.92 Ton.

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

$\Phi Pn = 0.7(0.85)(0.24)(100 * 20) = 285.6 Ton$

Since $\Phi Pn = 285.6 ton > Pu = 42.32 Ton$.

Dowels are not required, but we will use the minimum reinforcement of dowels.

As = 0.005*100*20 = 10 cm².

Use Φ12/20 cm. ***(At both faces of the wall).***

As provided = (100/20)*2*1.13 = 11.3 cm².

4-6-Design of Mat Foundation:-

(Mat Foundation of the lift House).

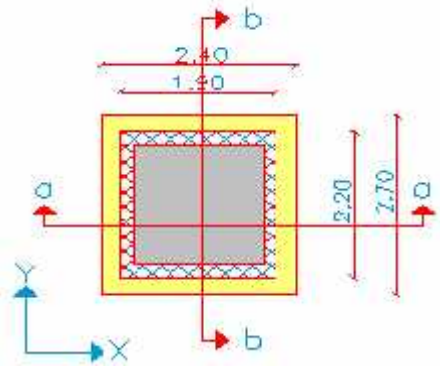


Fig (4-24)

4-6-1-Load calculation.

See Fig (4-24).

-Slab Weight (D.L) = 2.5*0.15*1.9*2.20 = 1.57 Ton.

-Slab Weight (D.L)/m, on the wall = 1.57/ {(2*1.9) + (2*1.8)} = 0.21Ton/m.

-Live Load acting on the Slab = 0.2*1.9*2.2 = 0.84 Ton.

-Live Load acting on the Slab/m of the wall.

= 0.84/ {(2*1.9) + (2*2.2)}

= 0.114 Ton/m.

-Total (D.L) of the Wall = Wall Height * (W)* (γc).

= (27.45)* 0.2 * 2.5 = 13.73Ton/m.

-Live load of the lift = 1 Ton.

-Live load of the lift/m = (1 / 7.4) = 0.14 Ton/m.

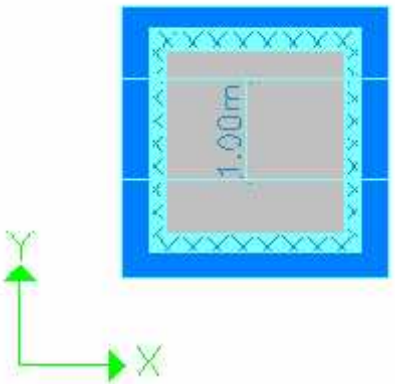


Fig (4-25)

-Total Dead load = 13.94 Ton/m.

-Total live load = 0.254 Ton/m.

Pu = 13.94 + 0.254 = 14.2 Ton/m.

Pu = 14.2*7.4 = 105.08 Ton.

Required area = Pu / B.C = 105.08 / 45 = 2.34 m^2.

$A_{provided}$ = 2.40*2.70 = 5.10 > $Area_{req}$ ……*OK.*

Total Factored load for one meter strip *(See figure (4-25))*
= (1.2*DL) + (1.6* LL) = 1.2*13.94 + 1.6* 0.254
= 17.13 Ton.

4-6-2-Design in X- Direction.

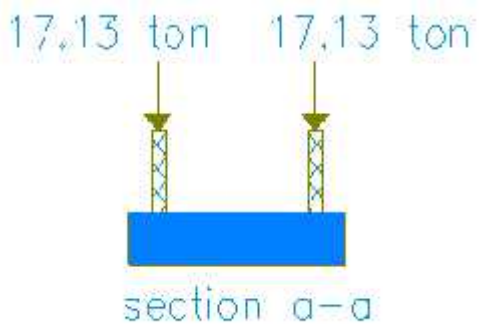


Fig (4-26)

Check of Bearing capacity for Section a-a.
See figure (4-26).

P_{net} = (2*17.13) / (1*2.40) = 14.28 Ton/m^2.

(P_{net} = 14.28) < (1.4*B.C = 63)…….*OK.*

4-6-2-1-Estimation of Footing Depth:-

Assume h = 30 cm.
Assume Φ12 for main Reinforcement.
So, d = 30-8-1.2-0.6 = 20.2 cm > (d_{min} = 15cm)……*OK.*

From Atir software we found that the shear
Envelope is as *Figure (4-27).*

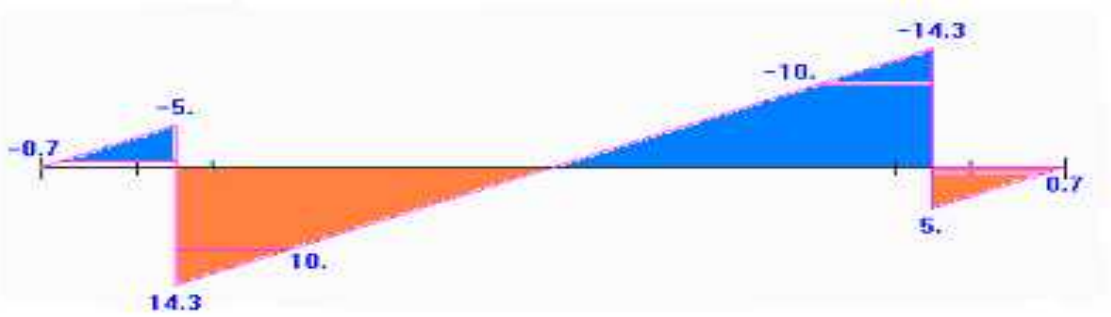


Fig (4-27)

Vu = 10 Ton.

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d \;=\; 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times (100) \times (20.2) * \frac{10}{1000} = 12.37 Ton\,.$$

Vu < Φ *Vc*……...*OK.*

4-6-2-2 - Design of Reinforcement:-

By using Atir software we found that the Moment Envelope of this section is as the following figure, *see figure (4-28)*

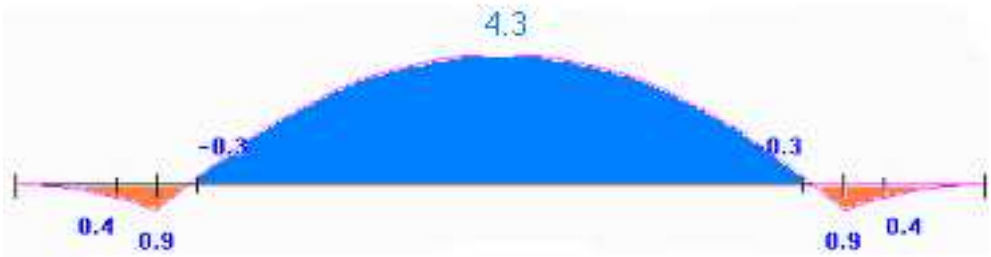


Fig (4-28)

1- Design of Positive Reinforcement:-

-Bottom Reinforcement (in X-Direction).

Mu = 0.4 Ton.m/(1) Meter strip, *(At the face of Support).*

Mn_{req} = *Mu*/0.9 = 0.4/0.9 = 0.44 Ton.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.44\times10^5}{100*20.2^2} = 1.08\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.08}{4200}}\right) = 0.000258 \quad .$$

$\rho_{req} = 0.000258.$

$A_{s\ req} = 0.000258*(100)*(20.2) = 0.52\ cm^2$.

$A_{s\ min} = \rho * b * h = 0.002*100*30 = 6cm^2.$

$A_{s\ min} = 6cm^2.$

$1.3*$ As $_{req}$ $=1.3*0.5 = 0.68 \le A_{s\ min}$.

As $_{used}$ must be > As $_{required}$ *(for Shrinkage & Temperature Reinforcement).*

As $_{shrinkage} = 0.0018*100*30 = 5.4\ cm^2$.

$0.68 < 5.4$, so **use** As $= 5.4\ cm^2$.

Required # of Φ12 bars $= 5.4/1.13 \approx 5$ bars.

So, Use Φ12 @ 20 cm *(for bottom reinforcement in X-Direction).*

As $_{provided} = 5.65 > 5.4$ ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 5.65 \times 4.2 = 23.73\ Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{23.73}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.16 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.16}{0.85} = 1.37 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d-x}{x} \times (0.003) = \frac{20.2-1.37}{1.37} \times .003 = 0.0412 \ .$$

$\rightarrow 0.0412 > 0.005$ .... *OK* .

2-Design of Negative Reinforcement:-

-Top Reinforcement (in X-Direction).

Mu = 4.3 Ton.m/(1) meter strip, *(At the face of support).*
Mn $_{req}$ = Mu / 0.9 = 4.9/ 0.9 = 4.78 Ton.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.78\times10^5}{100*20.2^2} = 11.71\ Kg/cm^2$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*11.71}{4200}}\right) = 0.00287 \quad .$$

ρ_{req} =0.00287.

$A_{s\ req}$ = 0.00287*(100)*(20.2) = 5.8 cm^2 .

$A_{s\ min} = \rho * b * h = 0.002*100*30 = 6cm^2$.

$A_{s\ min} = 6cm^2$.

As $_{req}$ < As $_{min}$.

1.3* As $_{req}$ =1.3*5.8 = 7.54 ≥ $A_{s\ min}$.

So, use As $_{min}$ = 6 cm^2.

As $_{used}$ must be > As $_{required}$ *for Shrinkage & Temperature Reinforcement.*

As $_{shrinkage}$ = 0.0018*100*30 = 5.4 cm^2 .

6 > 5.4, So **use** As = 6 cm^2 .

Required # of Φ12 bars = 6 / 1.13 ≈ 6 bars.

So, **Use Φ12 @ 15 cm** *(for Top Reinforcement in X-Direction).*

As $_{provided}$ = 7.5 > 6.73 ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 7.5 \times 4.2 = 31.5 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{31.5}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.54\,cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.54}{0.85} = 1.82 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{20.2 - 1.82}{1.82} \times .003 = 0.03.$$

$\rightarrow 0.03 > 0.005$ .... *OK* .

4-6-3- Design in Y- Direction.

Check of bearing capacity for Section b-b.
See fig (4-29)

Pnet = (2*17.13)/(1*2.70) = 12.69Ton/ m^2.

(Pnet =12.69) < (1.4*B.C = 63).……*OK*.

From Atir software we found that the shear Envelope is as *Figure (4-30).*

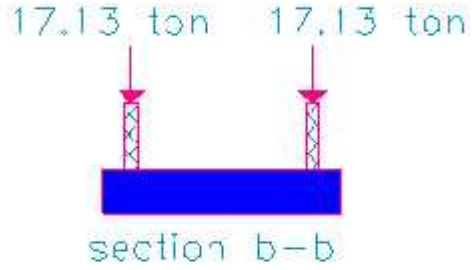


Fig (4-29)

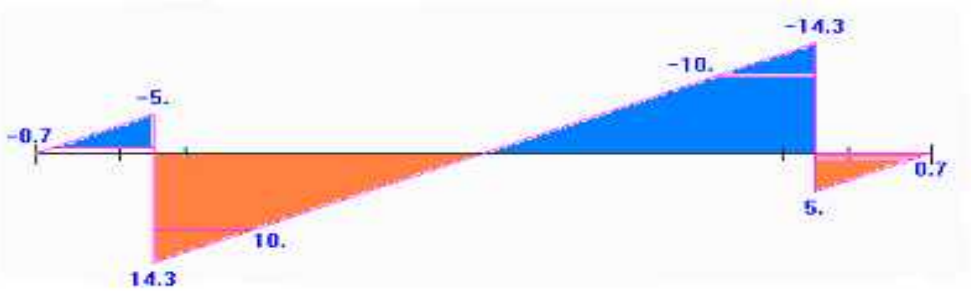


Fig (4-30)

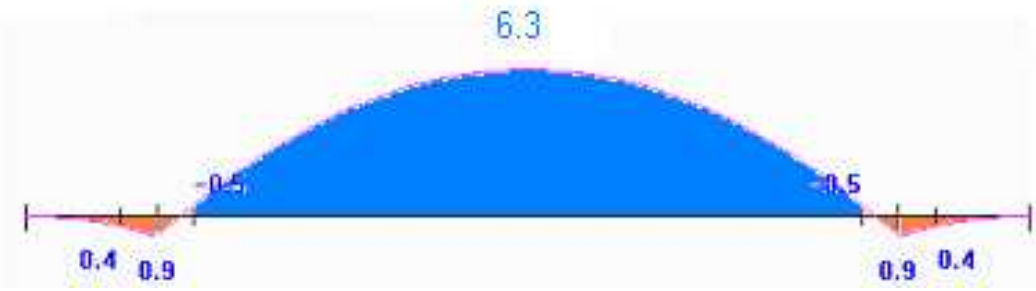
Since the Shear Envelope is the same we will use the Depth of mat = 30 cm.

-Design of Reinforcement:-

By using Atir Software we found that the Moment Envelope of this section is as the following figure, *see figure (4-31)*

.

Fig (4-31)



1- Design of Positive Reinforcement:-

-Bottom Reinforcement (in Y-Direction).

Mu = 0.4 Ton.m/(1) Meter strip, *(At the face of Support).*

$Mn_{req} = Mu/0.9 = 0.4/0.9 = 0.44$ Ton.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.44\times10^5}{100*20.2^2} = 1.08\ Kg/cm^2 .$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.08}{4200}}\right) = 0.000258 .$$

$\rho_{req} = 0.000258.$

$A_{s\ req} = 0.000258*(100)*(20.2) = 0.52\ cm^2 .$

$As_{min} = 6\ cm^2.$

$1.3*As_{req} = 1.3*0.5 = 0.68 \le A_{s\ min}$.

So use $As = 0.68\ cm^2.$

But As_{used} must be > $As_{required}$ *for Shrinkage & Temperature Reinforcement*.

$As_{shrinkage} = 0.0018*100*30 = 5.4\ cm^2$.

0.68 < 5.4, So **use** As = 5.4 cm^2 .

Required # of Φ12 bars = 5.4/1.13 ≈ 5 bars.

So, **Use Φ12 @ 20 cm** *(for bottom reinforcement in Y-Direction).*

As $_{provided}$ = 5.65 > 5.4 ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 5.65 \times 4.2 = 23.73 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{23.73}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.16 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.16}{0.85} = 1.37 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{20.2 - 1.37}{1.37} \times .003 = 0.0412 .$$

$\rightarrow 0.0412 > 0.005$ .... *OK* .

2-Design of Negative Reinforcement:-

-Top Reinforcement (in Y-Direction).

Mu = 6.3 Ton.m, For 1 meter strip, *(At the face of Support).*
Mn $_{req}$ = *Mu* / 0.9 = 6.3/ 0.9 = 7 Ton.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7 \times 10^5}{100 * 20.2^2} = 17.16 \, Kg / cm^2$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20\ .59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20\ .59\ * 17\ .16}{4200}}\right) = 0\ .00427 \quad .$$

° $_{req}$ = 0.00427.

$A_{s\ req}$ = 0.00427*(100)*(20.2) = 8.6 cm^2.

As $_{min}$ = 6 cm^2.

As $_{req}$ > As$_{min}$

So, use As $_{req}$ = 8.6 cm^2.

As $_{used}$ must be > As $_{required}$ *(for Shrinkage & Temperature Reinforcement).*

As $_{shrinkage}$ = 0.0018*100*30 = 5.4 cm^2.

8.11 > 5.4, So **use** As = 8.6 cm^2.

Required # of Φ12 bars = 8.6 / 1.13 $\approx$ 8 bars.

So, **Use Φ14@ 15 cm** *(for Top Reinforcement in Y-Direction).*

As $_{provided}$ = 10.27 > 8.6 ……..*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 10.27 \times 4.2 = 43.13 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{43.13}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 2.11 cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.11}{0.85} = 2.49 cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{20.2 - 2.49}{2.49} \times .003 = 0.02.$$

$\rightarrow 0.02 > 0.005$ .... *OK*.

4-7-Design of Stair:-

See figure (4-32) & (4-33)

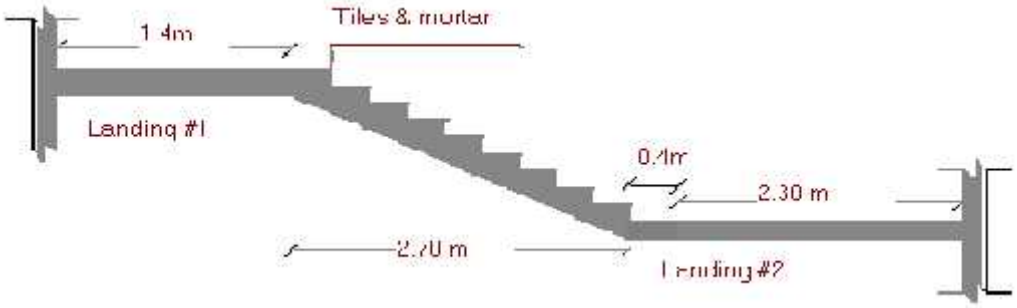


Fig (4-32) Side view of the Stair

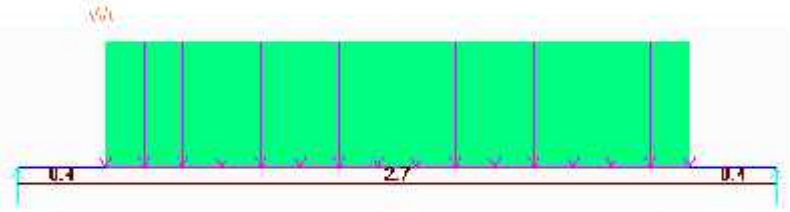


Fig (4-33)

4-7-1-Determination of Slab Thickness:-

-L = 3.50 m.

-h = L/ 20.

h = 3.50 / 20 = 0.175 m =17.5 cm.

⇒ **Use h = 15 cm** *(and Limitation of Deflection will considered).*

$-\theta = \tan^{-1}(16 / 30) = 28.07^{o}$.

-Cos θ =0.882.

4-7-2-Load calculation:-

- Vertical Tiles = 0.03*2.2*(0.33/0.30) = 0.0726 Ton/m².
- Horizontal Tiles = 0.03*2.2*(13.5/0.30) = 0.03 Ton/m².

- Vertical mortar = 0.02*2.2*(0.135/0.30) = 0.02 Ton/m².
- Horizontal mortar = 0.02*2.2*(0.3/0.3) = 0.044 Ton/m².
- Plaster = (0.02*2.2)/(Cos 28.07) = 0.0502 Ton/m².
- Steps=(100/30)*(0.5*b*h)*2.5=(100/30)*0.5*0.3*0.16*2.5=0.21 Ton/m².
- Slab=0.15 *2.5/Cos 28.07 = 0.425 Ton/m² .
- Total dead load = 0.0726+ 0.03+ 0.02+ 0.044+ 0.0502+ 0.21+ 0.425
  = 0.852 Ton/m².

-Live load:-

-Live load for stairs =350 Kg/m² = 0.35 Ton/m².

-Ultimate live load = 0.35 Ton/m².

-Factored Load:-

- Wu =1.2*0.852 + 1.6*0.35 = 1.58 Ton/m.

4-7-3-Design of Bending:-

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair.

See figure (4-34).

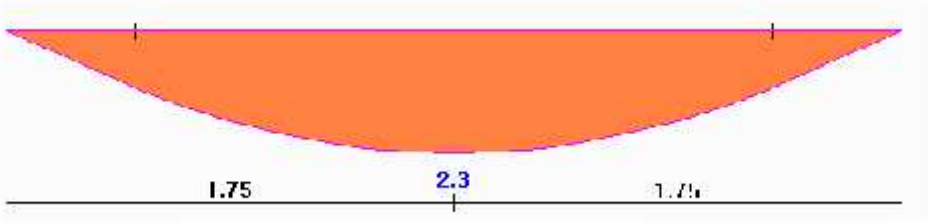


Fig (4-34)

- Mu = 2.3 Ton.m.

  $Mn_{req} = Mu / 0.9 = 2.3 / 0.9 = 2.56$ Ton.m.

Assume Ø 12 for main Reinforcement:-

So, d = 15-2-0.6 = 12.4 cm.

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

$$\Rightarrow As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(12.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(12.4)$$

$$As_{min} = 3.62 \geq 4.13.$$

As_{min}= 4.13 cm^2 …….*Control.*

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{2.56 * 10^5}{100 * 12.4^2} = 16.65 kg/cm^2.$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 16.65}{4200}}\right) = 0.00414.$$

As_{req} = 0.00414*100*12.4 = 5.14 cm^2.

$As_{req} > As_{min}$……*OK.*

As_{req} > (As_{req} *For Shrinkage & Temperature Reinforcement).*

5.14 > (0.0018*100*15 = 2.7 cm^2)……*OK.*

Use As = 5.14 cm^2**.**

$\Rightarrow$ **Use Φ 12 @ 20 cm**.

(100 / 20)*1.13 = 5.65 cm².

$As_{provided} > As_{min}$……..*OK.*

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 5.65 \times 4.2 = 23.73 Ton$

$C = 0.85 \times f'_c \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f'_c \times b_E} = \frac{23.73}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.16 \quad cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.16}{0.85} = 1.37 \quad cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{12.4 - 1.37}{1.37} \times .003 = 0.0242 .$$

$\rightarrow 0.0242 > 0.005$ .... *OK* .

-Development length of the bars:-

$ld = \frac{12\, fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥$ ……..……..……..……..……..*(ACI-318-12.2.2).*

$= \frac{12 * 420 * 1.2}{25\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 = 49.38 cm.$

Take Ld= 50 cm.

-In the other direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

As = ρ *b*h

= 0.0018*(100)*(15)

= 2.7 cm²

Use Φ8 @ 15 cm.

4-7-4- Design of Shear:-

The following figure shows the shear Envelope of the stair.

See figure (4-35).

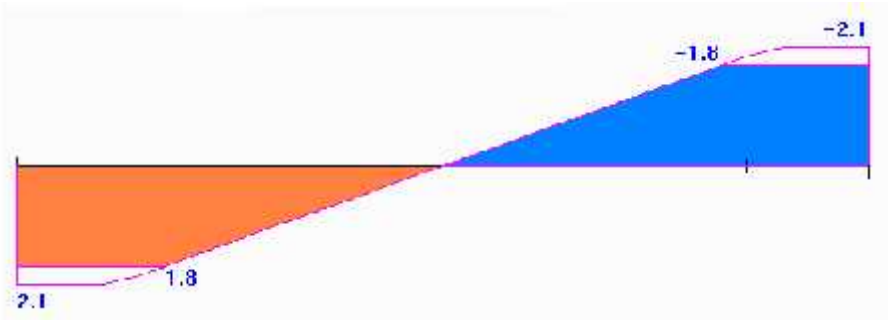


Fig (4-35)

Vu = 1.8 Ton.

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 100 * 12.4}{6}\left(\frac{10}{1000}\right) = 7.6 Ton$$

Vu = 1.8 Ton $<$ 0.5* $ØVc$ = 0.5*7.6 = 3.8 Ton.

According to category (1)

$$V_u \le (0.5\Phi V_c)$$

$\Rightarrow$ *No shear Reinforcement is required. So the Depth of the stair is…….. OK.*

4-7-5-Design of landing (#1):-

*We Will Design it as one way solid slab***.**

-Load calculations:-

-Dl of Tiles = 0.03*2.2 = 0.066 Ton/m².

-Dl of mortar = 0.02*2.2 = 0.044 Ton/m².

-Dl of slab = 0.25*2.5 = 0.625 Ton/m².

-Dl of plaster = 0.02*2.2 = 0.044 Ton/m².

-Total dead load = 0.066 + 0.044 + 0.5 + 0.044 = 0.78 Ton/m.

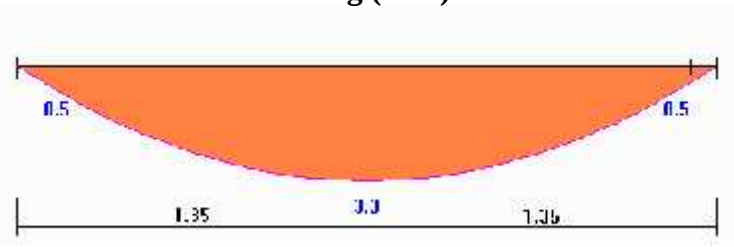
-Live load on the landing = 350 Kg/m².

-Reaction *(factored)* of the staire on the landing = 2.13 Ton/m.

-Factored Total load/m. = Factored (D.L) + Factored (L.L) + Reaction of the satire = (1.2*0.78) + (1.6*0.35) + 2.13 = 0.94 + 0. 56+2.13 = 3.63 Ton/m^2.

By using Atir software we found that the Moment Envelope is as the following figure:- *See figure (4-36).*

Fig (4-36)



- *Mu* = 3.3Ton.m.

Mn_{req} = *Mu* / 0.9 = 3.3 / 0.9 = 3.67 Ton.m.

Assume Ø 12 for Main Reinforcement:-

d = 25-2-0.6 = 22.4 cm.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{3.67 * 10^5}{100 * 22.4^2} = 7.31 kg/cm^2.$$

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

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 7.31}{4200}}\right) = 0.0018.$$

As_{req} = 0.0018*100*22.4 = 4.03 cm^2**.**

$$\mathbf{A}s_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots \textit{(ACI-10.5.1)}$$

$$\Rightarrow \; As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(22.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(22.4)$$

$A_{s\,min} = 6.53 \geq 7.47.$

$A_{s\,min} = 7.47\ cm^2$ …….*Control.*

$As_{req} = (4.03\ cm^2) < As_{min} = (7.47\ cm^2)$.

$1.3 * As_{req} = 1.3*4.03 = 5.24\ cm^2 < As_{min} = (7.47\ cm^2)$.

Use $As = 5.24\ cm^2$ **> (As** shrinkage and temperature = $0.0018*100*25 = 4.5\ cm^2$**)**.

Use $As = 5.24\ cm^2$.

$\Rightarrow$ **Use Φ 12 @ 20 cm.**

$(100 / 20)*1.13 = 5.65\ cm^2 > 5.24$ …….*OK.*

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 5.65 \times 4.2 = 23.73 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{23.73}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.16 \quad cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.16}{0.85} = 1.37 \quad cm$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{22.4 - 1.37}{1.37} \times .003 = 0.0461 .$$

$$\rightarrow 0.0461 > 0.005 \text{ .... } OK .$$

In the other Direction provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

$As = \rho * b * h$

$= 0.0018*(100)*(25)$

$= 4.5\ cm^2$.

Use Φ12 @ 25 cm.

$As_{provided} = 4.52\ cm^2 > 4.5\ cm^2$ ……..*OK.*

-Design of shear: -

The following figure shows the Shear Envelope of the Landing.

See figure (4-37).

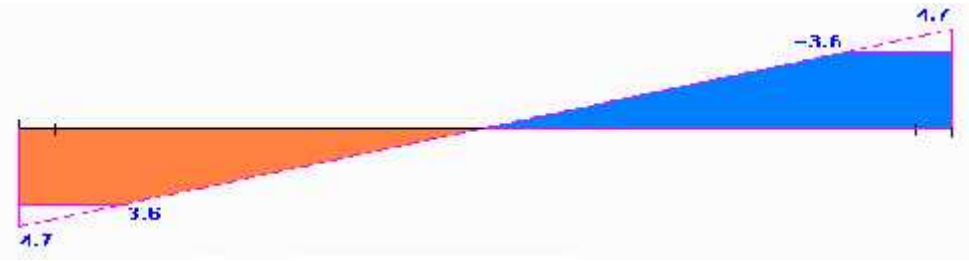


Fig (4- 37)

Vu = 3.6 Ton.

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 100 * 22.4}{6}\left(\frac{10}{1000}\right) = 13.72Ton$$

Vu = 3.6Ton < 0.5* Ø*Vc* = 0.5*13.72= 6.86 Ton.

-According to category (1)

$$V_u \le (0.5\Phi V_c)$$

No shear Reinforcement is required، so the Depth of the Landing is …....OK.

4-8-Design of Retaining wall:-

(Free standing Retaining wall). See figure (4-38).

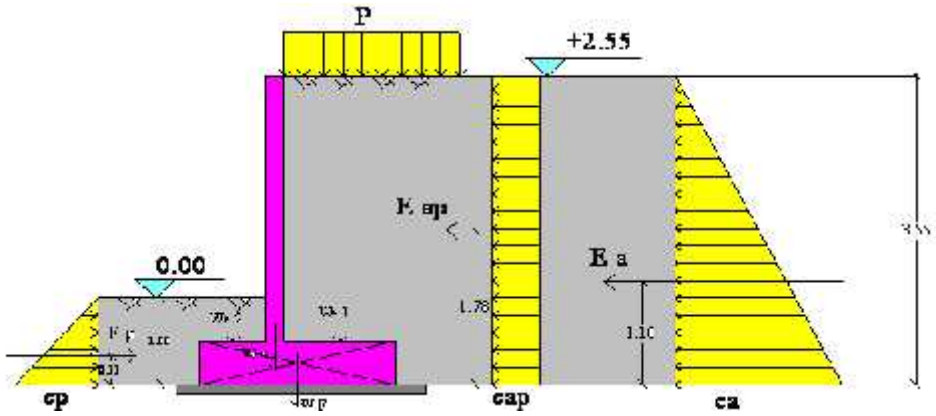


Fig. (4-38): Retaining Wall

4-8-1- Estimation of Depth of Retaining wall footing.

hp = (0.1__0.12)*h.

Where hp: - is the Thickness of the Footing.

h: - is the Depth of the Retaining wall.

hp = (0.1__0.12)*3.55 = (0.355__0.426) , So select hp = 50 cm.

4-8-2-Loads calculation:-

-γ soil =1.7 Ton/m³ *(Unit weight of the soil).*

-Φ=30º.

-fy = 420 Mpa.

- f_c' = 24 Mpa.

-Allowable Bearing capacity = 45 Ton/m^2.

-Active horizontal Earth pressure (ea) = Ka*γ*H= 0.33*1.7*3.05 = 1.71 Ton/m.

(For one meter strip of the wall).

-Live load:-

-Live load = 0.5 Ton/m²

-Lateral horizontal earth pressure (eap) = Ka*P = 0.33 *0.5.

= 0.165 Ton/m.

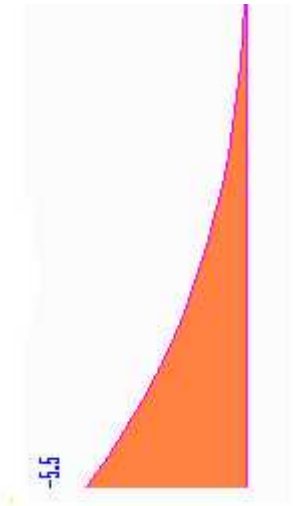
(For one meter strip of the wall).

-Factored earth pressure (ea) = 1.6*1.71 = 2.74 Ton/m.

-Factored lateral earth pressure (eap) = 1.6*0.165 = 0.264 Ton/m.

Now we will use Atir program, To find the Moment Envelope.

See figure (4-39).



Fig(4-39)

Mu = 5.5 Ton.m.

Mn_{req} = 6.11 Ton.m

4-8-3-Determination of the Thickness (h) of Retaining wall:-

Use ρ= 0.4 ρb

m= 20.59.

$$\rho b = \frac{0.85 f_c'}{f_y} * \quad * \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0.85 * 24}{420} * 0.85 * \frac{600}{600 + 420} = 0.0243.$$

$\rho_{desired}$ = 0.4 ρb = 0.00972.

Use ρ = 0.01.

$$Rn_{desired} = \rho * f_y * (1 - \frac{\rho * m}{2}) = 0.01 * 420 * (1 - \frac{0.01 * 20.59}{2}) = 3.77 \text{ Mpa.}$$

$$d_{req} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} = \sqrt{\frac{6.11 * 10^7}{3.77 * 1000}} = 127.31 = 12.7 cm.$$

Assume Φ 12 for main Reinforcement $\Rightarrow h_{req}$ =12.7+7+0.6 = 20.3.

Select h = 20 cm.

So $d_{available}$ = 20-7-0.6 = 12.4cm.

-Check of shear:-

Vu = 5 Ton.

$$¤Vc = \frac{0.75*\sqrt{fc'}*100*12.4}{6} = 7.6Ton, \ldots\ldots\ldots \quad ¤Vc > Vu > 0.5¤Vc .$$

since the retaining wall reinforced as a slab with overall depth = 20cm < 25 cm so it complies with the exceptions in Category # 2 .

So NO shear reinforcement is required.

Revised *Rn* = *Mn* / b*d^2 = 39.74 Kg/cm^2.

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

$$\text{Revised } \rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2*20.59*39.74}{4200}}\right)$$

Revised ρ = 0.0106.

As = ρ*(b)*(d)

= 0.0106*100*12.4 = 13.2 cm²/m.

-Main Reinforcement must be > (0.5%*b*d)…….. (ACI-318-15.8.3.1).

13.2 > 0.005*100*12.4 = 6.2 cm²……*OK.*

-Main Reinforcement must be > As $_{min}$.

$$\text{As}_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$\text{As}_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(12.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(12.4)$$

As $_{min}$ = 3.62 ≥ 4.13.

As $_{min}$ = 4.13.

As $_{req}$ > As $_{min}$…….……*OK.*

Use As = 13.2 cm².

Use Φ16@15cm, As $_{provided}$ = 13.4 cm².

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 13.4 \times 4.2 = 56.28 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{56.28}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 2.76 cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.76}{0.85} = 3.25 cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{12.4 - 3.25}{3.25} \times .003 = 0.00845 .$$

$\rightarrow 0.00845 > 0.005$ .... *OK* .

- Development Length of main Reinforcement:-

$$ld = \frac{12\, fy * db}{25\sqrt{fc'}} * \sim * \quad *¥$$ ……*(ACI-318-12.2.2).*

$$= \frac{12 * 420 * 1.6}{25\sqrt{24}} * 1 * 1 * 1 = 65.84 cm.$$

Take Ld = 70 cm.

-At the opposite side (compression Zone).

This Region must be reinforced by Minimum Reinforcement in the vertical direction.

As = 0.0018*100*20 = 3.6 cm².

Provide Φ12@ 25cm.

-In the other Direction (Horizontal) provide Shrinkage and Temperature Reinforcement:-

As = 0.0018*100*20 = 3.6 cm² > (1/5)*As of main Reinforcement.

3.6 > (1/5)*13.2.

3.6 > 2.64.

Use As = 3.6 cm².

Provide Φ12@ 25cm.

-For the cape Reinforcement Provide ***Φ12@ 20cm.***

4-8-4-Estimation of the Foundation Length:-

This length is controlled by design against overturning.

See figure (4-40).

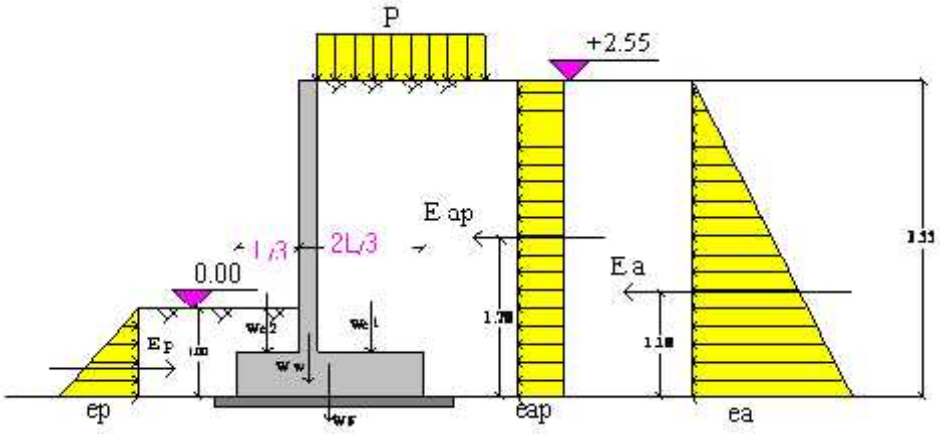


Fig (4-40).

#-Design against Overturning:-

Ww = (0.2*1*25*3.05) = 15.25 KN.

We1 = $(3.05*17*(\frac{2}{3}l - 0.2)*1) =$ (34.52L – 10.37).

We2 = (1/3)*0.5*17 = 2.83 L.

Wf = L*0.5*25 =12.5 L.

ea = Ka* γ*h

ea = 0.33*17*3.55 = 19.92 KN/m^2.

Ea = ea*0.5*h*b = 19.92*0.5*3.55*1 = 35.36 KN.

eap = Ka*p = 0.33*5 = 1.65 KN/m^2.

Eap = eap*h = 5.86 KN.

ep = Kp* γ*h = 3*17*1= 51 KN/m^2.

Ep = ep*h*0.5 = 51*1*0.5 = 25.5 KN.

Moment about point a.

Mo ($_{\text{overturning moment}}$) = (Ea*Arm) + (Eap*Arm) = (35.36*1.183) + (5.86*1.775)

Mo ($_{\text{overturning moment}}$) = 52.23 KN.m.

Ms ($_{\text{Standing moment}}$) =

$$(Ww*(\frac{L}{3}+0.1))+(We_2*\frac{L}{6})+(WF*\frac{L}{2})+(We_1*(\frac{L}{3}+0.2+(\frac{2*L}{3}-0.2)*0.5))$$

$$=29.88L^2+1.54L-0.49.$$

$$\frac{Ms}{Mo}\geq 2 \Rightarrow\Rightarrow \frac{(29.88L^2+1.54L-0.49)}{52.23}\geq 2.$$

$$29.88L^2+1.54L-0.49=(2*52.23).$$

$$29.88L^2+1.54L-0.49=104.46.$$

By solving this equation we found that, L = 186 cm. = 1.86 m.

Select L= 2m.

4-8-5- Design against Sliding:-

$$^{3}=\frac{Fr}{Fa}\geq 1.5.$$

Where Fr: - are the Reaction forces.

Fa: - are the action forces.

υ : - Factor of safety against Sliding.

Fr = FF + Ep

FF= (Ww + We1 + We2 + Wf) * tan Φ.

FF = (15.25 + 58.77 +5.66 +25) *tan 30.

FF = 60.44 KN.

Ep = 25.5 KN.

Fr = 25.5 + 60.44 = 85.94 KN.

Fa = Ea + Eap = 35.35 + 5.86 = 41.22 KN.

$^{3} = \frac{85.94}{41.22} \geq 1.5 \Rightarrow\Rightarrow 2.1 > 1.5$.....*OK*.

4-8-6-Chech of Bearing Capacity:-

See figure (4-41).

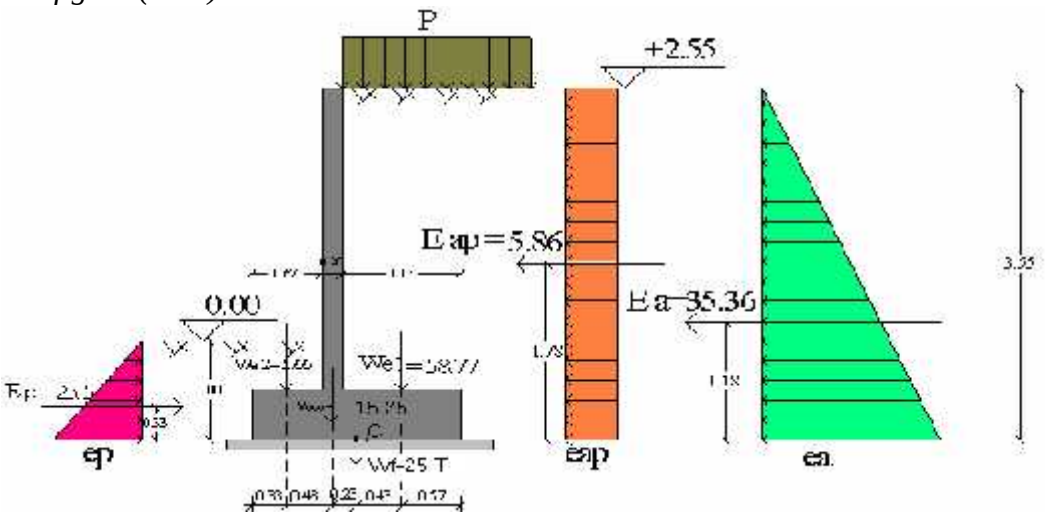


Fig (4-41)

$V = W_w + W_F + W_{E1} + W_{E2}$

= (15.25) + (25) + (58.77) + (5.66)

= 104.68 KN.

✓ Horizontal Forces :

$\Sigma Fx = 0 \leftarrow +$

$H = E_P + E_{ap} + E_a$

= -25.5 + 5.86 + 35.36 = 15.72 KN.

$\Sigma MRc = 0.0$ Counter Clock wise (positive).

= (5.86 * 1.775) + (35.36 * 1.183) + (15.25 * 0.233) + (5.66 * 0.667) – (25.5*0.33) – (58.77 * 0.433) = 25.7 KN.m.

$e = \frac{m}{v} = \frac{25.7}{104.68} = 0.245m = 25.4cm$

But **e** must be $\leq \frac{b}{6} = \frac{200}{6} = 33.3cm$

$\Rightarrow e = 24.5cm < \frac{b}{6} = 33.3cm$.....*satisfied*

$$\therefore \pm_{b1} = \frac{Pu}{a \times b}(1 - \frac{6e}{a}) = \frac{104.68}{2}(1 - \frac{(6 \times 0.245)}{2}) = 13.87\, k/m^2$$

$$\therefore \pm_{b2} = \frac{Pu}{a \times b}(1 + \frac{6e}{a}) = \frac{104.68}{2}(1 + \frac{(6 \times 0.245)}{2}) = 90.81 KN/m^2$$

We find that the larger value of $\pm_b$ = (90.81), less than the allowable Bearing capacity = (450 Kg/cm^2)***….ok!***

4-8-7-Design of Footing:-

See figure (4-42).

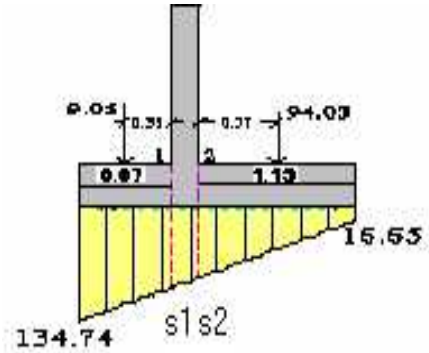


Fig (4-42)

-Resultant of vertical factored Force:-

$-V_R = \Sigma Fy \downarrow \oplus$

= 1.2(15.25+25) +1.6(5.66+58.77)

= 151.39 KN.

-Resultant of factored horizontal force:

$-V_{Rh} = \Sigma Fx \leftarrow \oplus$

= 1.6(35.36+5.86-25.5) = 25.15 KN.

-Resultant of factored moment: -

$\Sigma MRC = 0.0$ + ↻

=(5.86*1.775*1.6)+(35.36*1.183*1.6)+(5.66*0.67*1.6)+(15.25*0.233*1.2)-
(58.77*0.433*1.6)- (25.5*0.33*1.6)

= 39.565 KN.m.

-Calculation of Factored bearing pressure ordinate:-

$$ex = \frac{mu}{vu} = \frac{39.565}{151.39} = 0.26m = 26cm.$$

$$ex = 26cm < \frac{b}{6} = 33.3cm.....ok$$

$$\pm_1 = \frac{Pu}{a \times b}(1 - \frac{6e}{a}) = \frac{151.39}{2}(1 - \frac{(6*0.26)}{2}) = 16.653...KN/m^2$$

$$\pm_2 = \frac{Pu}{a \times b}(1 + \frac{6e}{a}) = \frac{151.39}{2}(1 + \frac{(6*0.26)}{2}) = 134.74...KN/m^2$$

The Largest value of $\pm_b$ is less than the allowable Bearing capacity……*OK.*

-Design Moment of section (1-1)

$$\frac{134.74 - 16.65}{2} = \frac{134.74 - S_1}{0.67}$$

S1 = 95.18 kn/m^2

$\Sigma MR(S1) = 0.0$

(95.18*1*0.67*(0.67/2)) + (0.5*0.67*1*(134.74-95.18)* (2/3)*0.67)-
9.05*0.33 = 24.3 KN.m.

Mu = 24.3 KN.m.

h = 50, so d = 50-7.5-1= 41.5 cm.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{24.3*10^6}{0.9*1000*(415^2)} = 0.157Mpa\ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 20.59\ .$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*m*Rn}{fy}})$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.157}{420}}) = 3.75*10^{-4}\ .$$

$$As.._{req} = \rho*b*d = 3.75*10^{-4}*1000*415 = 1.55cm^2/m..$$

$$As._{\min} = \frac{0.25 \times 1000 \times 415 \times \sqrt{24}}{420} = (12.10) > \frac{1.4 \times 1000 \times 415}{420} = (13.83)....control.$$

As $_{min}$ = 13.83 cm^2.

1.3 *As $_{req}$ = 1.3*1.55= 2.015 cm^2 /m < 13.83 cm^2 /m.

Select 1.3 As $_{req}$ = 2.015 cm^2 /m.

-Chick the Value of Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

As $_{(shrinkage)}$ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 cm^2 /m

As $_{(shrinkage)}$ = 9 cm^2 /m > 1.3 * As $_{req}$ = 2.015 cm^2 /m.

⇨ Use As $_{(shrinkage)}$ = 9 cm^2 /m. …….. ¤16@ 20cm.

-This reinforcement must provided for Bottom part (Bottom Reinforcement) of the footing.

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 10.05 \times 4.2 = 42.21 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{42.21}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 2.07 cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.07}{0.85} = 2.44 cm$$

$$\pounds_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{41.5 - 2.44}{2.44} \times .003 = 0.048.$$

$$\rightarrow 0.048 > 0.005 .... OK.$$

-Design Moment of section (2-2).

$$\frac{134.74 - 16.65}{2} = \frac{134.74 - S2}{0.0.867}$$

S2 = 83.57 KN/ m^2.

$\Sigma MR(S1) = 0.0$ +

(16.65*1.133*1*1.133*0.5)+ (0.5*(83.37-16.65)*1.133*1.133*(1/3))-94.03*0.567

= -28.4 KN.m = 28.4.

Mu = 28.4 KN.m.

h = 50, so d = 50-7.5-1= 41.5 cm.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{28.4*10^6}{0.9*1000*(415^2)} = 0.183Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = 20.59\,.$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*m*Rn}{fy}}\right)$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.183}{420}}\right) = 4.4*10^{-4}\,.$$

$$As._{req} = \rho * b * d = 4.4*10^{-4} *100*41.5 = 1.83 cm^2 / m.$$

$$As._{\min} = \frac{0.25\times1000\times415\times\sqrt{24}}{420} = (12.10) > \frac{1.4\times1000\times415}{420} = (13.83)....control.$$

As $_{min}$ = 13.83 cm^2.

1.3 *As $_{req}$ = 1.3*1.83 = 2.4 cm^2 /m < 13.83 cm^2 /m.

Select 1.3 As $_{req}$ = 2.4 cm^2 /m.

-Chick the Value of Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

As $_{(shrinkage)}$ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 cm^2 /m.

As $_{(shrinkage)}$ = 9 cm^2 /m > 1.3 * As $_{req}$ = 2.4 cm^2 /m.

⇨ Use As $_{(shrinkage)}$ = 9 cm^2 /m. …….. ¤16@20*cm*

-This reinforcement must be provided for Top part (Top Reinforcement) of the footing.

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 10.05 \times 4.2 = 42.21 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{42.21}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 2.07\,cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.07}{0.85} = 2.44\,cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{41.5 - 2.44}{2.44} \times .003 = 0.048\,.$$

$\rightarrow 0.048 > 0.005$ .... OK .

-In the other Direction provide Shrinkage & Temperature Reinforcement:-

As $_{(shrinkage)}$ = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 50 = 9 cm^2 /m

Use As $_{(shrinkage)}$ = 9 cm^2 /m. …….. ¤16@20cm .

4-9-Design of Basement wall (W3):-

See figure (4-43).

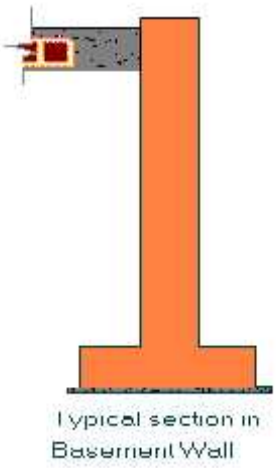


Fig (4-43).

4-9-1- Loads Calculation:-

-γ_{soil} = 1.7 Ton/m^3. *(Unit weight of soil).*

-Φ = 30° *(For granular Soil).*

-H= 3.20 m *(Height of Basement Wall).*

-γ_{water} = 1000 Kg/m^3.

-K0 = 0.5.

-Vertical Earth pressure (σ_v) = γ * H = 1.7 *3.20

= 5.44 Ton/m^2

-Horizontal Earth pressure $\sigma_h = \sigma_v$ * K0 = 5.44 *0.5

= 2.72 Ton/m^2.

-Live load = 0.5 Ton/m^2.

-Lateral earth pressure according to live load.

= 0.5*0.5 = 0.25 Ton/m^2.

-Factored earth pressure load = 1.6*2.72 = 4.35 Ton/m^2.

-Factored lateral earth pressure load = 1.6*0.25 = 0.4Ton/m^2.

-Pressure of the water = γ_{water}*h = 2.95*1 = 2.95 Ton/m^2.

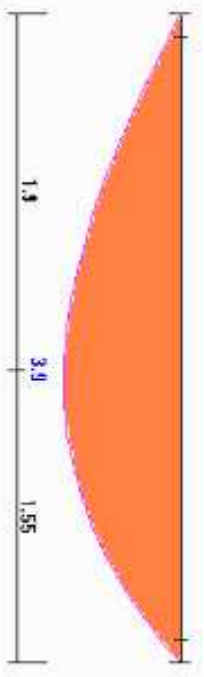


Fig (4-44)

4-9-2- Determination of Wall Thickness:-

-Determination of wall Thickness must be done According to the most dangerous state of loading.

1-(Case # one) *At the first, we will Assume that the well is Empty, and the Earth pressure is the only load acting on the Basement wall.*

By using Atir software we found that the Moment Envelope,
For one meter strip, Due to Earth pressure is as the preceding figure.
See figure (4-44).

*2-**(Case # 2)** we will Assume that the well is Full , and there is no soil pressure ,so the only load acting on the basement Wall will be water pressure.*
By using Atir software we found that the Moment Envelope,
For one meter strip Due to water pressure is as the following figure.
See figure (4-45).
*We can notice that the case **# 1** gives the Maximum Moment Envelope.*
So, the Determination of the Wall Thickness, will be according to case #1.

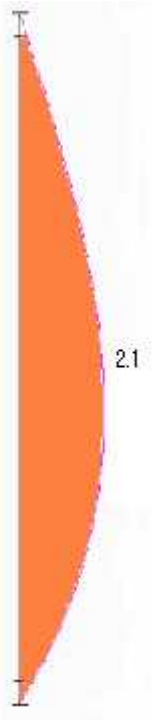


Fig (4-45).

Use ρ = 0.4 ρb .

M = 20.59.

$$\rho b = \frac{0.85\, fc'}{fy} * \quad * \frac{600}{600 + fy} = \frac{0.85 * 24}{420} * 0.85 * \frac{600}{600 + 420}$$

= 0.0243.

$\rho_{desired}$ = 0.4 ρb = 0.00972.

use ρ = 0.01.

$$Rn_{\text{desired}} = \rho * fy * (1 - \frac{\rho * m}{2}) = 0.01 * 420 * (1 - \frac{0.01 * 20.59}{2})$$

=3.77 Mpa.

$$d_{req} = \sqrt{\frac{Mn}{Rn * b}} = \sqrt{\frac{3.9 * 10^7}{0.9 * 3.77 * 1000}} = 107.21mm = 10.7cm.$$

Assume Φ 12 for main Reinforcement.

h_{req} = 10.7+0.6+7 =18.3 cm.

select h = 20 cm .

Available d = 20-0.6-7= 12.4 cm.

- check of shear :-

Vu = 4.3 Ton.

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{fc'} * 100 * 12.4}{6} = 7.6Ton, \ldots\ldots\ldots \quad ¤Vc > Vu > 0.5¤Vc .$$

since the Basement wall reinforced as a slab with overall depth = 20cm < 25 cm so it complies with the exceptions in Category # 2 .

So NO shear reinforcement is required.

4-9-3-Design of Reinforcement According to Earth pressure:-

Mu = 3.9 Ton.m.

Mn_{req} = 4.33 Ton.m.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{4.33 * 10^5}{100 * 12.4^2} = 28.18Kg / cm^2.$$

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

$$° = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 28.18}{4200}}\right) = 0.00725.$$

As_{req} = 0.0725*100*12.4 = 8.99 cm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(12.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(12.4)$$

$As_{min} = 3.62 \geq 4.13.$

$As_{min} = 4.13.$

$As_{req} > As_{min}$…….*OK.*

Use As = 8.99 cm².

As $_{used}$ must be > (0.005*b*d = 6.2)……. *OK.*

So, use As = 8.99 cm^2.

$\Rightarrow$ **Use Ø12 @ 10 cm.**

$As_{(provided)}$ = (100/10)*1.13 = 11.3 cm^2.> As_{req} ……*OK.*

-Check of yielding:-

$$T = A_s \times f_y = 11.3 \times 4.2 = 47.46 Ton$$

$$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$$

$$T = C$$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{47.46}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 2.33 cm$$

$$= 0.85$$

$$x = \frac{a}{} = \frac{2.33}{0.85} = 2.74 cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{12.4 - 2.74}{2.74} \times .003 = 0.0106 .$$

$$\rightarrow 0.0106 > 0.005 \text{ .... } OK .$$

4-9-4-Design of Reinforcement According to water pressure:-

Mu = 2.1 Ton.m.

Mn_{req} = 2.33 Ton.m

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{2.33 * 10^5}{100 * 12.4^2} = 15.18 KG/cm^2.$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 15.18}{4200}}\right) = 0.00376.$$

As $_{req}$ = 0.0376*100*12.4 = 4.66 cm^2.

$$\text{As}_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$\text{As}_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(100)(12.4) \geq \frac{1.4}{420}(100)(12.4)$$

As $_{min}$ = 3.62 $\geq$ 4.13.

As $_{min}$ = 4.13 cm^2.

As $_{req}$ > As $_{min}$…….*OK*.

Use As = 4.66 cm².

As $_{used}$ must be > (0.005*b*d = 6.2)…….***Not OK.***

So use As = 6.2 cm^2.

$\Rightarrow$ **Use Ø12@15 cm.**

As $_{(provided)}$ = (100/15)*1.13 = 7.53 cm^2 > As $_{req}$ ……*OK*.

-Check of yielding:-

$T = A_s \times f_y = 7.53 \times 4.2 = 31.63 Ton$

$C = 0.85 \times f_c' \times b_E \times a$

$T = C$

$$a = \frac{C}{0.85 \times f_c' \times b_E} = \frac{31.63}{0.85 \times 0.24 \times 100} = 1.55 cm$$

$= 0.85$

$$x = \frac{a}{} = \frac{1.55}{0.85} = 1.824 cm$$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times (0.003) = \frac{12.4 - 1.824}{1.824} \times .003 = 0.0174 .$$

$\rightarrow 0.0174 > 0.005$ .... *OK* .

-In the other Direction (Horizontal) provide Shrinkage and Temperature Reinforcement.

ρ = 0.0018

As = ρ* b*h.

As = 0.0018*100*20 = 3.6 cm^2/m.

$\Rightarrow$ **Use Ø10@20 cm.**

$As_{(provided)} = (100/20)*0.78 = 3.93\ cm^2/m > As_{req}$

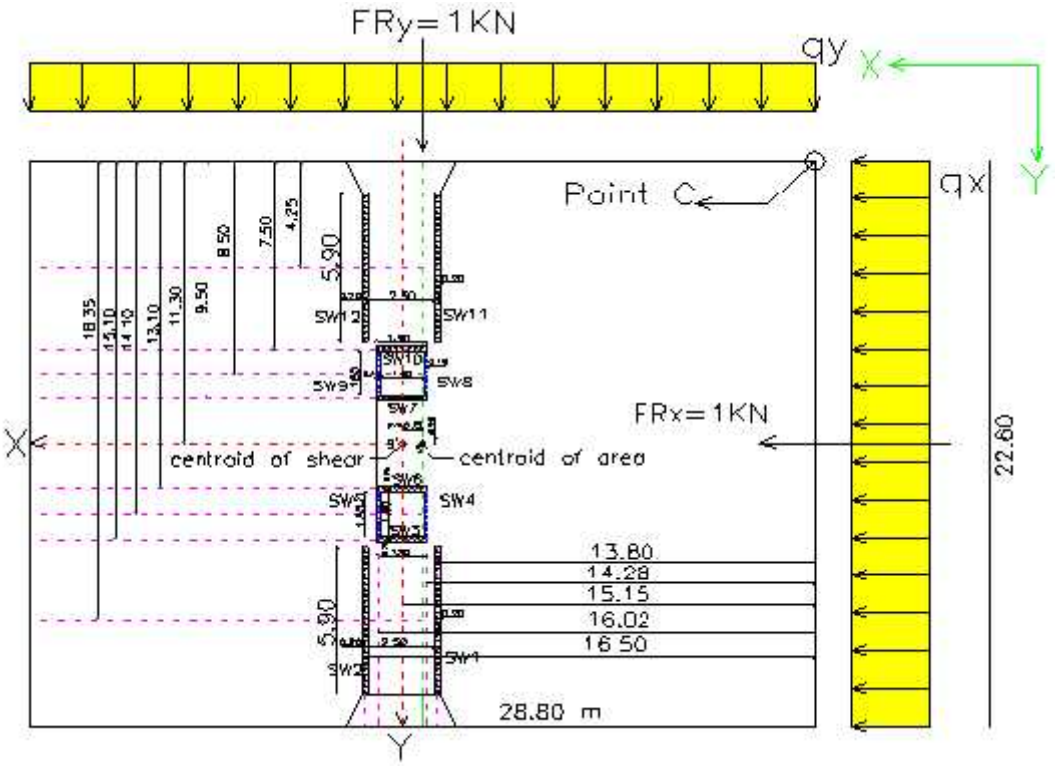
(At both faces of the basement wall).

4-10- Design of shear Wall:-

Shear wall is very important structural part of the building, since it enable the structure to resist horizontal forces which may appear as a result of wind load or earthquakes.

4-10-1-Detrmination the location of Area Centroid:-

At the first we will assume a uniform shape for the building in order to make the analysis of the structure as easy as possible.
See figure (4-46).



Fig(4-46).

Since the shape of the building is rectangle, So the Centroid of area of the building is located at $\overline{X}$ = a / 2 = 28.80 / 2 = 14.40m.

$\overline{Y}$ = b / 2 = 22.60 / 2 = 11.30m.

4-10-2-Detrmination the location of Shear Centroid:-

- For (SW1).

$$\overline{X} = \frac{\sum X * Ix}{\sum Ix} .$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * Iy}{\sum Iy} .$$

$$I_X = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.2 * 5.90^3}{12} = 3.42 m^4 .$$

X= 13.80m. *(From the point C to the center of the wall).*

Ix*X = 3.42*13.80 = 47.2 m^5.

$$Iy = \frac{b * h^3}{12} = \frac{5.90 * 0.2^3}{12} = 0.0039 m^4 \approx zero(Neglegable).$$

Y= 18.35 m.

Iy*Y =18.35*0 = 0.

See the table below (Table (1)).

Wall	Ix{m^4}	X{m}	Ix*X{m^5}	Iy{m^4}	Y{m}	Iy*Y{m^5}
SW1	3.42	13.80	47.20	0.00	18.35	0.00
SW2	3.42	16.50	56.43	0.00	18.35	0.00
SW3	0.00	15.15	0.00	0.114	15.10	1.72
SW4	0.10	14.27	1.43	0.00	14.10	0.00
SW5	0.10	16.02	1.60	0.00	14.10	0.00

SW6	0.00	15.15	0.00	0.114	13.10	1.49
SW7	0.00	15.15	0.00	0.114	9.50	1.08
SW8	0.10	14.27	1.43	0.00	8.50	0.00
SW9	0.10	16.02	1.60	0.00	8.50	0.00
SW10	0.00	15.15	0.00	0.114	7.50	0.86
SW11	3.42	13.80	47.20	0.00	4.25	0.00
SW12	3.42	16.50	56.43	0.00	4.25	0.00
$\sum$	14.08		213.32	0.456		5.15

$$\overline{X} = \frac{\sum X * Ix}{\sum Ix} = \frac{213.32}{14.08} = 15.15m \ .$$

$$\overline{Y} = \frac{\sum Y * Iy}{\sum Iy} = \frac{5.15}{0.456} = 11.3m \ .$$

$e_x = \overline{X}_{\text{(shear wall)}} - \overline{X}_{\text{(building)}} = 15.15 - 14.40 = 0.75$ m.

$e_y = \overline{Y}_{\text{(shear wall)}} - \overline{Y}_{\text{(building)}} = 11.30 - 11.30 = 0.00$ m.

4-10-3-Percentage of load due to each Shear wall:-

So, Influence of *MT (Torsion Moment)* or the Rotation must be considered.

-Two parts of load on every shear wall will be considered.

1- Part of translation due to FRx & FRy.

$$Qxi = \frac{FRx * Iyi}{\sum Iy} .$$

$$Qxi = \frac{FRy * Ixi}{\sum Ix} .$$

2- Part of Rotation:-

-Due to $M_{xm} \Rightarrow$ qx.

$$Qxi = \frac{(-Mxm * Iy * y^{x}m)}{Iw}.$$

$$Qyi = \frac{(Mxm * Ix * X^{x}m)}{Iw}.$$

-Due to $M_{ym} \Rightarrow$ qy.

$$Qxi = \frac{(-Mym * Iy * y^{x}m)}{Iw}.$$

$$Qyi = \frac{(Mym * Ix * x^{x}m)}{Iw}$$

$$Iw = \sum(Iy * y^{x2}m) + \sum(Ix * x^{x2}m).$$

-For SW1:-

Ix = 3.42 m^4.

x^xm= -1.35m.*(Distance from the Centroid of the wall to the Centroid of shear).*

$Ix * x^{x}m$ = -1.35*3.42 = -4.62 m^5.

$Ix * x^{x2}m$ = -4.62*-1.35 = 6.24 m^6.

Iy = 0.00 m^4.

y^xm= 7.05 m.*(Distance from the Centroid of the wall to the Centroid of shear).*

$Iy * y^{x}m$ = 0.00*7.05 = 0.00 m^5.

$Iy * y^{x2}m$ = 0.00*0.00 = 0.00 m^6.

See the table below (Table (2)).

Wall	Ix $\{m^4\}$	$x^x m$ $\{m\}$	Ix* $x^x m$ $\{m^5\}$	Ix* $x^{x2} m$ $\{m^6\}$	Iy $\{m^4\}$	$y^x m$ $\{m\}$	Iy* $y^x m$ $\{m^5\}$	Iy* $y^{x2} m$ $\{m^6\}$
SW1	3.42	-1.35	-4.62	6.24	0.00	7.05	0.00	0.00
SW2	3.42	1.35	4.62	6.24	0.00	7.05	0.00	0.00
SW3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.114	3.80	0.43	1.65
SW4	0.10	-0.88	-0.09	0.08	0.00	2.80	0.00	0.00
SW5	0.10	0.88	0.09	0.08	0.00	2.80	0.00	0.00
SW6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.114	1.80	0.21	0.38
SW7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.114	-1.80	-0.21	0.38
SW8	0.10	-0.88	-0.09	0.08	0.00	-2.80	0.00	0.00
SW9	0.10	0.88	0.09	0.08	0.00	-2.80	0.00	0.00
SW10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.114	-3.80	-0.43	1.65
SW11	3.42	-1.35	-4.62	6.24	0.00	-7.05	0.00	0.00
SW12	3.42	1.35	4.62	6.24	0.00	-7.05	0.00	0.00
$\sum$				25.28				4.06

$$Iw = \sum (Iy * y^{x2} m) + \sum (Ix * x^{x2} m) = 25.28 + 4.06 = 29.34 m^6.$$

-Torques due to qx :-

Mxm = FRx*e_y $\Rightarrow$ Mxm = 1(KN)*0.00 = Zero.

-Torques due to qy :-

Mym = FRy*e_x $\Rightarrow$ Mym = 1(KN)*0.75 = 0.75 KN.m.

-Part of load for each shear wall:-

1-Load in X- Direction :-

FRx = 1KN , Mxm = 0.00.

-Translation part: - for (SW1).

Iy = 0.00m^4.

FRx = 1KN.

FRx*Iy = 1*0.00 = 0.00 KN.m^4.

$\sum Iy = 0.456m^4$.

$$\frac{FRx * Iy}{\sum Iy} = \frac{0.00}{0.456} = 0.00KN.$$

-See the following table (Translation part table) (Table 3).

Wall	Iy {m^4}	FRx*Iy KN.m^4	$\frac{FRx * Iy}{\sum Iy}$ (KN)
SW1	0.00	0.00	0.00
SW2	0.00	0.00	0.00
SW3	0.114	0.114	0.25
SW4	0.00	0.00	0.00
SW5	0.00	0.00	0.00
SW6	0.114	0.114	0.25
SW7	0.114	0.114	0.25
SW8	0.00	0.00	0.00
SW9	0.00	0.00	0.00
SW10	0.114	0.114	0.25
SW11	0.00	0.00	0.00
SW12	0.00	0.00	0.00
$\sum$	0.456		1

-Rotational part:-

Part of rotation Qx & Qy due to *MT* = 0.00.

Because (*Mxm*) = Zero.

2-Load in Y- Direction:-

***FRy = 1KN, Mym* = 0.75 KN.m**.

-Translation part: - for (SW1).

Ix = 3.42 m^4.

FRx = 1KN.

FRx*Iy = 1*3.42 = 3.42 KN.m^4.

$\sum Ix = 14.08m^4$.

$$\frac{FRy * Ix}{\sum Ix} = \frac{3.42}{14.08} = 0.243KN.$$

-See the following table (Translation part table) (Table4).

Wall	Ix {m^4}	FRy*Ix KN.m^4	$\frac{FRy * Ix}{\sum Ix}$ (KN)
SW1	3.42	3.42	0.243
SW2	3.42	3.42	0.243
SW3	0.00	0.00	0.00
SW4	0.10	0.10	0.007
SW5	0.10	0.10	0.007
SW6	0.00	0.00	0.000
SW7	0.00	0.00	0.000
SW8	0.10	0.10	0.007
SW9	0.10	0.10	0.007
SW10	0.00	0.00	0.000
SW11	3.42	3.42	0.243
SW12	3.42	3.42	0.243
$\sum$	14.08		1

-Rotational part due to My_m due to qy:-

Part of rotation *Qx* & *Qy* due to *MT*:-

***Mym* = 0.75 KN.m**

$Iw = 29.34m^6$.

$\frac{My}{Iw} = \frac{0.75}{29.34} = 0.0256\frac{KN}{m^5}$.

See table (5) below that represent the Rotational part in X-direction:

Wall	Iy {m^4}	y^xm {m}	$Qxi = \frac{(-Mym * Iy * y^x m)}{Iw}$
SW1	0.00	7.05	0.0000
SW2	0.00	7.05	0.0000
SW3	0.114	3.80	-0.0111
SW4	0.00	2.80	0.0000
SW5	0.00	2.80	0.0000
SW6	0.114	1.80	-0.0053
SW7	0.114	-1.80	0.0053
SW8	0.00	-2.80	0.0000
SW9	0.00	-2.80	0.0000
SW10	0.114	-3.80	0.0111
SW11	0.00	-7.05	0.00
SW12	0.00	-7.05	0.0000
$\sum$	0.456		0.0000

See table (6) below that represent the rotational part in Y-direction:-

$$\frac{My}{Iw} = \frac{0.75}{29.34} = 0.0256 \frac{KN}{m^5}.$$

Wall	Ix{m^4}	x^xm {m}	$Qyi = \frac{Mym * Ix * x^x m}{Iw}$
SW1	3.42	-1.35	-0.1182
SW2	3.42	1.35	0.1182
SW3	0.00	0.00	0.0000
SW4	0.10	-0.88	-0.0023
SW5	0.10	0.88	0.0023
SW6	0.00	0.00	0.0000
SW7	0.00	0.00	0.0000
SW8	0.10	-0.88	-0.0023
SW9	0.10	0.88	0.0023
SW10	0.00	0.00	0.0000
SW11	3.42	-1.35	-0.1182
SW12	3.42	1.35	0.1182
$\sum$	14.08		0.0000

-Part of each wall due to (qy):

The load in y-direction:-

$$QyT = \overleftarrow{Qy_{(part\ \ of\ \ translation)}} + \overleftarrow{Qy_{(part\ \ of\ \ Rotation)}}$$

$QyT_{(SW1)}$ = 0.243 + 0.00 - 0.1182 = 0.1248 KN.

$QyT_{(SW2)}$ = 0.243 + 0.00 + 0.1182 = 0.3612 KN.

$QyT_{(SW3)}$ = 0.00 - 0.0111 + 0.00 = -0.0111 KN.

$QyT_{(SW4)}$ = 0.007 + 0.00 - 0.0023 = 0.0047 KN.

$QyT_{(SW5)}$ = 0.007 + 0.00 + 0.0023 = 0.0093 KN.

$QyT\,(_{SW6)} = 0.00 - 0.0053 + 0.00 = -0.0053$ KN.

$QyT\,(_{SW7)} = 0.00 + 0.0053 + 0.00 = 0.0053$ KN.

$QyT\,(_{SW8)} = 0.007 + 0.00 - 0.0023 = 0.0047$ KN.

$QyT\,(_{SW9)} = 0.007 + 0.00 + 0.0023 = 0.0093$ KN.

$QyT\,(_{SW10)} = 0.00 + 0.0111 + 0.00 = 0.0111$ KN.

$QyT\,(_{SW11)} = 0.243 + 0.00 - 0.1182 = 0.1248$KN.

$QyT\,(_{SW12)} = 0.243 + 0.00 + 0.1182 = 0.3612$ KN.

$\sum_{i=1}^{12} QyT(Swi) = 1$……*OK.*

From Chapter three the Earthquake load is as the following formula.

$V = \frac{0.45*(1)}{5.5*(0.61)}W$ = (0.134)* W……..……. *(U.B.C-30-4).*

4-10-4-Calculation of Floors Weight:-

-For the Basement Floor:-

Weight of the Slab = 222 *0.804 = 178.5 Ton = 1785 KN.
Weight of Columns = #*Ag*γ*h = 18*0.30*0.60*25*3 = 243 KN.
Weight of walls = ∑(L*t*γ*h) = 84.4*0.2*25*3 = 1266 KN.
Total weight of the Basement Floor = 1785 + 243 + 1266 = 3294 KN.

- For the Ground & Repeated Floor:-

Weight of the Slab = 0.804*656 = 527.42 Ton. = 5274.2 KN.
Weight of Columns = #*Ag*γ*h = 38*0.3*0.6*25*3 = 513 KN.

Weight of walls = ∑(L*t*γ*h) = (109.6*0.3*22*3) +

(38.4*0.2*25*3)+(181.2*0.1*22*3) = 2170.08 + 576 + 1195.92 = 3942 KN.

Total weight of Ground Floor = 5274.2 + 513 + 3942 = 9729.2 KN.

Total (Weight of Ground & Repeated Floor) = 6* 9729.2 = 58375.2 KN.

-For the Roof Floor:-

Total Weight = 4864.6 KN.

W (Total) for all Floors = 3294 + 58375.2 + 4864.6 = 66533.8 KN.

$V = \frac{0.45*(1)}{5.5*(0.61)}W$ = (0.134)* W.

$V = 0.134*66533.8 = 8915.53$ KN.

…….....…… *(U.B.C-30-15).* $F_x = (V - F_t)w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$

F_t = 0.07*T*V……..…*(U.B.C-30-14).*

F_t = 0.07*0.61*8915.53 = 380.7 KN.

$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i =$

= (3294*3.10) + (9729.2*6.25) + (9729.2*9.4) + (9729.2*12.55) + (9729.2*15.7) + (9729.2*18.85) + (9729.2*22) + (4864.6*25.15) = 957105.8 KN.m.

F_{x1} = [(8915.53 -380.7)* 3294*3.10] / 957105.8 = 91.06 KN. ***Shear Force at Basement Floor.***

F_{x2} = [(8915.53 -380.7)* 9729.2*6.25] / 957105.8 = 542.24 KN. ***Shear Force at Ground Floor.***

F_{x3} = [(8915.53 -380.7)* 9729.2*9.40] / 957105.8 = 815.53 KN**. *Shear Force at the First Floor.***

F_{x4} = [(8915.53 -380.7)* 9729.2*12.55] / 957105.8 = 1088.8 KN. ***Shear Force at the Second Floor.***

F_{x5} = [(8915.53 -380.7)* 9729.2*15.7] / 957105.8 = 1362.11 KN. ***Shear Force at the Third Floor.***

F_{x6} = [(8915.53 -380.7)* 9729.2*18.85] / 957105.8 = 1635.4 KN. ***Shear Force at the Fourth Floor.***

F_{x7} = [(8915.53 -380.7)* 9729.2*22] / 957105.8 = 1908.69 KN. ***Shear Force at the Fifth Floor.***

F_{x8} = [(8915.53 -380.7)* 4864.6*25.15] / 957105.8 = 1091.66 KN. ***at the Roof Floor.***

- Load Calculation of Wall (SW11).

Part of load for wall (Sw11), due to**(qy)** = 0.1248.

Load of Wall (SW11):-

F_{x1} = 91.06 *0.1248 = 11.36 KN. *at basement Floor*.

F_{x2} = 542.24*0.1248 = 67.67 KN.*at Ground Floo*r.

F_{x3} = 815.53*0.1248 = 101.78 KN.*at the First floor*.

F_{x4} = 1088.8*0.1248 = 135.88 KN. *at the Second Floor.*

F_{x5} = 1362.11*0.1248 = 170 KN. *at the Third Floor*.

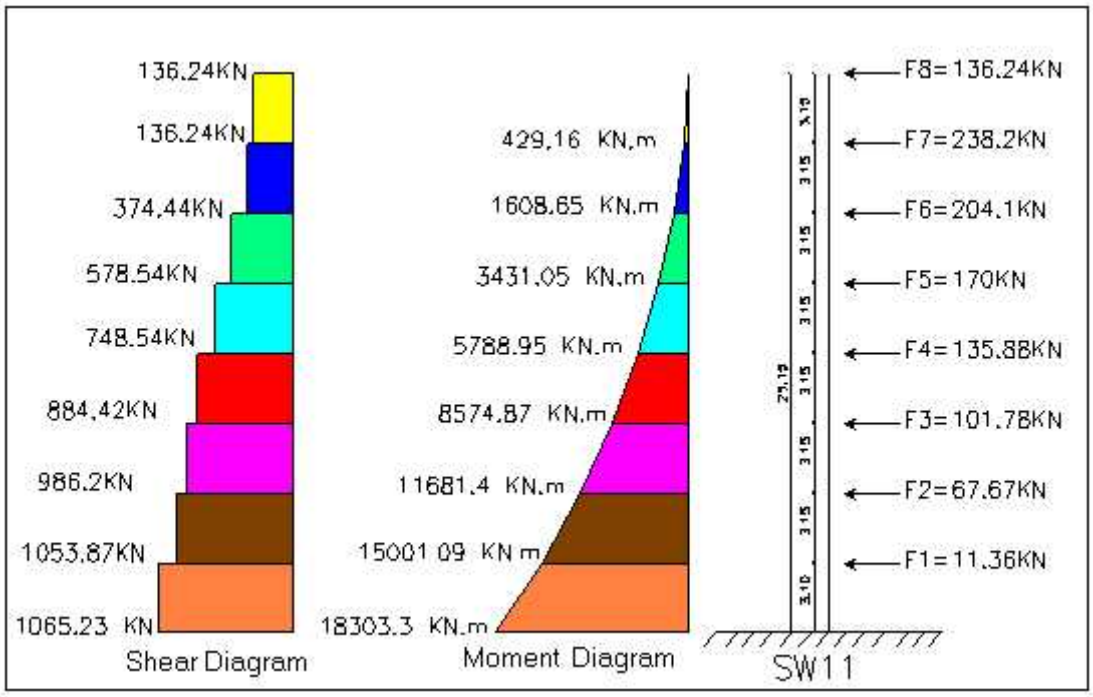
F_{x6} = 1635.4*0.1248 = 204.1 KN.*at the Fourth Floor*.

F_{x7} = 1908.69*0.1248 = 238.2 KN. *at the Fifth Floor*.

F_{x8} = 1091.66*0.1248 = 136.24 KN. *at the Roof Floor*.

See figure (4-47) represent shear and moment diagram.

Fig (4-47).



Note: - the Design will be for the Basement part of the Shear wall.

4-10-5-Design of Reinforcement:-

-Internal Forces:-

Max Mu = 18303.3 KN.m.

Max Vu = 1065.23 KN.

$Pu_{\text{(Weight of the shear wall)}}$ = 1.2*5.90*0.2*25.15*25 = 890.31 KN.

1- Design in plain Concrete:-

$\text{¤}Vn \geq Vu$ ……...….. *(ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).*

$\text{¤}Vn = 0.55 * \frac{1}{9}\sqrt{fc'} * b * h$ ……..……..…..…. *(ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).*

Where b = LW $\Rightarrow$ *(Lw: - is the length of shear wall in the direction of action).*

$\text{¤}Vn = 0.55 * \frac{1}{9}\sqrt{24} * 5900 * 200 = 353.3KN < (Vu = 1065.23)$.

So, shear Reinforcement must be provided.

2- Design of shear:-

Vu = 1065.23 KN.

d = 0.8*Lw = 0.8*590 = 472 cm = 4720mm.

$\text{¤}Vc = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 200 * 4720 = 578.1KN$.

$\Phi Vs_{\min} = \frac{1}{3} * 0.75 * (Mpa) * b * d = \frac{1}{3} * 0.75 * 200 * 4720 = 236KN$.

(3*¤*Vc* = 1734.3KN)> (*Vu* = 1065.23KN) > ($\text{¤}Vc + \text{¤}Vs \min = 814.1KN$).

-Complies with Category (4).

$\text{¤}Vs_{\text{req}}$ = *Vu* - ¤*Vc.*

$\text{¤}Vs_{\text{req}}$ = 1065.23 – 578.1 = 487.13 KN.

Assume Φ 8 for shear Reinforcement.

$S_{req} = \frac{¤ * Av * fy * d}{¤Vsreq} = \frac{0.75*2*50.27*420*4720}{487.13*10^3} = 306.9$ mm = 30.7 cm.

Select, S = 30 cm.

So, use Φ8 @ 30cm.

-S_{used} < Lw/5…… *(ACI-318-11.10.9.3).*

-30 < (590/5 =118 cm)…….……*OK.*

-S_{used} < 3*h ……..... *(ACI-318-11.10.9.3).*

-30 < (3*20 = 60cm) ……*OK.*

-S_{used} < 50cm……..... *(ACI-318-11.10.9.3).*

- **<u>30</u>** < 50cm…….....*O.K.*

$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s}\min = 0.0025 * h)$.....$(ACI - 318 - 11.8.4)$

$\frac{2*0.503}{30} \geq 0.0025*20 \Rightarrow 0.0335cm \geq 0.05cm$.....*NotO.K*.

Reuse S = 20 cm. $\Rightarrow \frac{2*0.503}{20} \geq 0.0025*20 \Rightarrow 0.0503cm \geq 0.05cm$.....*O.K*.

So, Use Horizontal Reinforcement = Φ8@20cm.

3- Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$° _{\min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(°h - 0.0025)$ ……..….. *(ACI-318-11.10.9.4).*

$°h =$ Horizontal reinforcement ratio.

$°h = \frac{(2*(0.503)*\frac{100}{20})}{100*20} = 2.515*10^{-3}$.

$° _{\min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{29.19}{5.90})(2.515*10^{-3} - 0.0025) = 0.00248$.

As_{req} = 0.00248*100*20 = 5 cm^2. (*For Both Faces*).

Use <u>Φ10@30</u>.....$As_{provided}$ = 5.23 cm^2 > As_{req} ……..*OK.*

$$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s} \min = 0.0025 * h).....(ACI - 318 - 11.8.4).$$

$$\frac{2 * 0.785}{30} \geq 0.0025 * 20 \Rightarrow 0.0523 cm \geq 0.05 cm.....O.K.$$

- Design of Moment:-

-Design as heavy loaded shear wall.

So, the Vertical reinforcement of (Φ10@30), will be considered.

As(v) = 2*0.785*(590/30) = 30.9 cm^2 = 3089.23 mm^2.

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * \quad * fc' * Lw * h}{As * fy})}.$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 * 0.85 * 24 * 5900 * 200}{3089.23 * 420})} = 0.0563..$$

*M1 = Φ*0.5*As(v)*fy*Lw*(1-(Z/Lw)* .

*M1 = 0.9*0.5*3089.23*420*5900*(1-0.0563)* = 3250.95 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 =18303.3/0.9 = 20337 KN.m.

M2 = Mn-M1 =20337 -3250.95 = 17086.05 KN.m.

$$As_{boundary} = \frac{M2}{fy * (Lw - Cw)}.$$

Let Cw = 40 cm.

$$As_{boundary} = \frac{17086.05 * 10^6}{420 * (5900 - 400)} = 73.97 cm^2. \textit{(This Reinforcement is for M2)}$$

This amount of reinforcement is very huge, so we will increase the minimum Vertical reinforcement from (Φ10@30) to (Φ16@20cm).

Revised As(v) = 11859 mm^2.

Revised $\frac{Z}{Lw}$ = 0.164.

Revised M1 = 11058.9 KN.m.

Mn = 20337 KN.m.
Revised M2 = 9278.1 KN.m.

$$As_{boundary} = \frac{13701.4 * 10^6}{420 * (5900 - 400)} = 40.16 cm^2.$$

$As_{boundary\ \text{Total}} = As_{boundary} + As_{\text{min}} = 40.16 + 12.06 = 52.22\ cm^2$.
Use (12Φ25). *(This Reinforcement must be provided in the boundary region).*
Use *12 Φ* 25 …….As_{provided} =58.9 cm^2 > 52.22…….*O.K*.

Note: - This reinforcement will be applied for (SW11) just for the first three Floors.

الفصل الخامس

المخططات الإنشائية للمشروع

(5-1) المخططات الإنشائية للمشروع

الفصل الخامس

المخططات الإنشائية

يحتوي الملحق B على كامل المخططات الإنشائية للمشروع بكامل تفصيلاتها لكل من العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة والقواعد والجدران الخرسانية والأدراج.

الفصل السادس

الاستنتاجات و التوصيات

(٦-١) **الاستنتاجات.**

(٦-٢) التوصيات.

الفصل السادس

(٦-١) الاستنتاجات:-

١- إن عملية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل منفرد . تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي .

٢- يجب على أي مصمم إنشائي تصميم العناصر بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والقدرة على استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٣- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها .

٤- تم تصميم البرج السكني ليقاوم الزلازل، حيث تم حساب أحمال جدران القص (Shear Wall) باستخدام الكود الأمريكي(UBC).

٥- تم عمل كافة المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية بشكل قابل للتنفيذ.

٦- تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها($4.5Kg/cm^2$).

٧- في هذا المشروع أيضا تم استخدام عدة أنواع من القواعد منها :

- قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود(Isolated Footing).
- أساسات مستمرة أسفل الجدران وجسور الربط والبلاطات الأرضية.

٨- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام عدة برامج وهذه البرامج هي :

- برنامج (AutoCAD) في تصحيح بعض الأخطاء المعمارية الموجودة في المخططات تحديدا في المساقط والواجهات والقطاعات ، وأيضا الاستعانة بهذا البرنامج في رسم الجسور والأعصاب وتفريد الحديد وتوضيح ذلك على كل عنصر من العناصر الإنشائية التي قمنا بتصميمها .
- برنامج العتير (Atir) في التحليل وفي تصميم أغلب العناصر الإنشائية بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وكانت النتائج متطابقة.
- برنامج (stad pro) في تحليل بعض العناصر الإنشائية.

٩- بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات التنفيذية لتعديل ما اختلف فيها من أمور.

١٠- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني .

١١- 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 .

(٦-٢) التوصيات:

- يُنصح بتنفيذ المشروع من خلال لجنة هندسية متخصصة تتابع العمل من خلال مطابقة ما يتم على ارض الواقع وما بداخل المخططات.
- يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- هذا المشروع صمم لثمانية طوابق فقط,لذلك لايمكن إضافة أي طابق للاحتياجات المستقبلية .
- ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .

إذا اختلفت قوة تحمل التربة عن ($4.5kg/cm^2$) يجب إعادة تصميم الأساسات حسب القيمة الجديدة الناتجة عن الفحوصات المخبرية.

يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة.

بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية و الإعداد المفصل للمخططات الإنشائية فان المشروع جاهز للتنفيذ إنشائيا ومعماريا.

المصادر والمراجع

1. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI 318M-٠٢) AND COMMENTARY CODE (ACI 318M-02).

٢. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

3-Uniform building Code (UBC), (1997).

٤- تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.

٥- د- مصطفى سليط، د- محمد احمد عبد الله – "الهندسة المدنية"-ط٢ .

٦- أ- د – عبد الرحمن مجاهد احمد – دليل المهندس الإنشائي لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية.

٧- ربيع الحرستاني – العمارة متعددة الوظائف ط٢ ، دار قابس للطباعة و النشر ، لبنان – بيروت – سوريا- ساحة الغبيري- ١٩٩٢ .

الملاحق

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY	OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_E	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_E	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_W
1. Essential facilities[1]	Group I, Division 1 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in governmental communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2. Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group H, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3. Special occupancy structures[2]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 500 students Buildings housing Group E Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4. Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5. Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

TABLE 16-N—STRUCTURAL SYSTEMS[1]

BASIC STRUCTURAL SYSTEM[2]	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R	Ω_0	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4 (feet) × 30.48 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	5.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	4.5	2.8	65
	2. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	2.8	2.2	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete[3]	2.8	2.2	—
	c. Heavy timber	2.8	2.2	65
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Light-framed walls with shear panels			
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	6.5	2.8	65
	b. All other light-framed walls	5.0	2.8	65
	3. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	4. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete[3]	5.6	2.2	—
	c. Heavy timber	5.6	2.2	65
	5. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete[4]	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF)[3]	5.5	2.8	—
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel[5]	4.5	2.8	160
	b. Concrete[3]	3.5	2.8	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
4. Dual systems	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF[3]	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF[3]	4.2	2.8	—
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF[3]	6.5	2.8	—
	d. Concrete with concrete IMRF[3]	4.2	2.8	—
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	7.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	2.2	2.0	35[7]
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete[3]	5.5	2.8	160
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2	—	—	—

TABLE 16-K—OCCUPANCY CATEGORY

OCCUPANCY CATEGORY		OCCUPANCY OR FUNCTIONS OF STRUCTURE	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I	SEISMIC IMPORTANCE FACTOR, I_p	WIND IMPORTANCE FACTOR, I_w
1	Essential facilities[2]	Group I, Division 2 Occupancies having surgery and emergency treatment areas Fire and police stations Garages and shelters for emergency vehicles and emergency aircraft Structures and shelters in emergency-preparedness centers Aviation control towers Structures and equipment in government communication centers and other facilities required for emergency response Standby power-generating equipment for Category 1 facilities Tanks or other structures containing housing or supporting water or other fire-suppression material or equipment required for the protection of Category 1, 2 or 3 structures	1.25	1.50	1.15
2	Hazardous facilities	Group H, Divisions 1, 2, 6 and 7 Occupancies and structures therein housing or supporting toxic or explosive chemicals or substances Nonbuilding structures housing, supporting or containing quantities of toxic or explosive substances that, if contained within a building, would cause that building to be classified as a Group E, Division 1, 2 or 7 Occupancy	1.25	1.50	1.15
3	Special occupancy structures[3]	Group A, Divisions 1, 2 and 2.1 Occupancies Buildings housing Group E, Divisions 1 and 3 Occupancies with a capacity greater than 300 students Buildings housing Group B Occupancies used for college or adult education with a capacity greater than 500 students Group I, Divisions 1 and 2 Occupancies with 50 or more resident incapacitated patients, but not included in Category 1 Group I, Division 3 Occupancies All structures with an occupancy greater than 5,000 persons Structures and equipment in power-generating stations, and other public utility facilities not included in Category 1 or Category 2 above, and required for continued operation	1.00	1.00	1.00
4	Standard occupancy structures[3]	All structures housing occupancies or having functions not listed in Category 1, 2 or 3 and Group U Occupancy towers	1.00	1.00	1.00
5	Miscellaneous structures	Group U Occupancies except for towers	1.00	1.00	1.00

TABLE 16-Q—SEISMIC COEFFICIENT C_a

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	See Footnote 1				

TABLE 16-R—SEISMIC COEFFICIENT C_v

SOIL PROFILE TYPE	SEISMIC ZONE FACTOR, Z				
	$Z = 0.075$	$Z = 0.15$	$Z = 0.2$	$Z = 0.3$	$Z = 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	See Footnote 1				

TABLE 16-I—SEISMIC ZONE FACTOR Z

ZONE	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

Location	Seismic Zone
Bahrain	
Manama	0
Bangladesh	
Dhaka	3
Brunei	
Bandar Seri Begawan	1
Burma	
Mandalay	2
Rangoon	2
China	
Beijing	4
Changsha	2
Guangzhou	2A
Nanjing	2A
Qingdao	2
Shanghai	2A
Shenyang	4
Taiwan	
All	4
Tibet	4
Wuhan	2A
Xiangyang	2A
Cyprus	
Nicosia	2
India	
Bombay	3
Calcutta	2A
Madras	1
New Delhi	2
Indonesia	
Bandung	4
Jakarta	4
Medan	2
Surabaya	4
Iran	
Isfahan	2
Shiraz	2
Tabriz	4
Tehran	4
Iraq	
Baghdad	2
Basra	1
Israel	
Haifa	2
Jerusalem	2
Tel Aviv	2
Japan	
Fukuoka	2
Hamada AFB	2
Misawa AFB	2
Naha, Okinawa	4
Osaka/Kobe	4
Sapporo	2
Tokyo	4
Wakkanai	2
Yokohama	4
Yokota	4
Jordan	
Amman	2
Korea	
Kimhae	1
Kimpo	1
Pusan	1
Seoul	0
Kuwait	
Kuwait	1

Location	Seismic Zone
Laos	
Vientiane	3
Lebanon	
Beirut	3
Malaysia	
Kuala Lumpur	1
Nepal	
Kathmandu	4
Oman	
Muscat	2A
Pakistan	
Islamabad	4
Karachi	4
Lahore	2A
Peshawar	4
Qatar	
Doha	1
Saudi Arabia	
Al Khobar	1
Dhahran	1
Jiddah	2A
Khamis Mushayt	1
Riyadh	1
Singapore	
All	1
South Yemen	
Aden City	3
Sri Lanka	
Colombo	3
Syria	
Aleppo	3
Damascus	3
Thailand	
Bangkok	1
Chiang Mai	2A
Songkhla	3
Udon	1
Turkey	
Adana	2A
Ankara	2A
Izmir	4
Istanbul	4
Kmaramanmaras	3
United Arab Emirates	
Abu Dhabi	2
Dubai	2
Viet Nam	
Ho Chi Minh (Saigon)	3
Yemen Arab Republic	
Sanaa	3
ATLANTIC OCEAN AREA	
Azores	
All	2A
Bermuda	
All	1
CARIBBEAN SEA	
Bahama Islands	
All	1
Cuba	
All	2A
Dominican Republic	
Santo Domingo	3
French West Indies	
Martinique	3
Grenada	
Saint George	3

Coefficients of Earth pressure

ϕ	15	17.5	20	22.5	25	27.5	٣٠	٣٢.٥	٣٥	٣٧.٥	40
Ka	**0.59**	**0.54**	**0.49**	**0.45**	**0.41**	**0.37**	**0.33**	**0.30**	**0.27**	**0.24**	**0.22**
Kp	**1.7**	**1.86**	**2.04**	**2.24**	**2.46**	**2.72**	**3.00**	**3.32**	**3.69**	**4.11**	**4.6**
K0	**0.74**	**0.70**	**0.66**	**0.62**	**0.58**	**0.54**	**0.50**	**0.46**	**0.43**	**0.39**	**0.36**