

## الطريقة المثلى لتحليل وتصميم سقف منشأ خرساني متعرض إلى موجات ضغط داخلية

\*حسن خلف صالح \*\*غيث محمد حسن \*\*\*سعد فرحان صالح ماجد  
\*وزارة العلوم والتكنولوجيا \*\*وزارة الاعمار والاسكان \*\*\*كلية العلوم/ جامعة كركوك

### الخلاصة

يهدف هذا البحث للتوصل الى الطريقة المثلى لتصميم المنشآت المقاومة لموجات العصف الداخلية بحيث يمكن اتباعها من قبل الدوائر التصميمية، ويشمل هذا تحديد السمك لجزء من أجزاء المنشأ وهو السقف وتحديد فولاذ التسليح من حيث الكمية والشكل واسلوب الربط . كذلك التحقق من دقة الطريقة التصميمية من خلال اجراء الفحص الميداني للمنشأ الذي يتم تعريضه إلى موجة عصف داخلية. تم اختيار منشأ بابعاد (3,3 \* 3,3 \* 2,6) متر . وعلى أساس تعريضه إلى مصدر موجة عصف زنة الشحنة (1,5) كغم داخل المنشأ وان درجة الحماية المعتمدة هي بدلالة نسبة المستطالية والبالغة ( ٢ ) حيث تم حساب التردد الطبيعي معامل التحميل الديناميكي للمنشأ اعلاه. حيث تم الاستنتاج بأن السمك (٢٥) سم للسقف حقق الحماية من التشظية والحريق للمتواجدين خارج المنشأ، وكذلك يعتبر اقل سمك اقتصادي ممكن ولذلك اظهرت نتائج الفحص الميداني دقة طريقة التحليل والتصميم الديناميكي للمنشآت المقاومة لموجات العصف الداخلية ويعتبر التصميم ناجحا لاستيفاء المتطلبات الاساسية المتوخاة .

### المقدمة

تبرز أهمية المنشآت الخرسانية المقاومة لموجات العصف الداخلية في الوحدات الصناعية والورش والمخازن التي يحتمل تعرضها إلى موجات عصف داخلية . وللحفاظة على سلامة الأشخاص وتوفير الحماية من التشظية والحريق للمتواجدين منهم خارج المنشأ، فانه برزت أهمية الحاجة الى تلك الدراسة وكذلك معرفة معيار الطريقة التصميمية المتبعة من المصدر (1969, Technical Manual) وما يظهره من عدم تناول معمق في الجانب الاقتصادي من خلال اعتماد سمك مبالغ فيه لسقف ذلك المنشأ عند التصميم، على ضوء ذلك تم اعتماد منشأ في التصميم والتنفيذ بابعاد (3,3 \* 3,3 \* 2,6) متر من الخرسانة المسلحة .

### البرنامج العملي

تم إعداد المخططات الإنشائية من قبل الفريق البحثي لسقف المنشأ الخرساني المسلح المشار اليه (3,3 \* 3,3 \* 2,6) م. ومن ثم تم قياس الانحراف الديناميكي اثناء الفحص من حيث كانت النتائج

العملية مطابقة للنتائج او المتطلبات المذكورة في الجانب النظري من البحث، يضاف الى ذلك تقارب قياسات الانحراف الديناميكي النظرية والعملية مما يؤكد دقة الطريقة المعتمدة في التحليل الديناميكي. أما بالنسبة للجدران الجانبية والخلفية في المنشأ . فقد اعتبرت ثابتة أي ذات تصميم اقصى من قوة موجة العصف للتركيز على معرفة تصرف سقف المنشأ فقد اعطيت مقطع ( ٠,٣٥ ) م وتسليح قطر (١٦) ملم بشبكتين وباتجاهين لكل منهما، اما الجانب المفتوح للمنشأ فقد تم بنائه بالطابوق لمعرفة مدى التطاير ولتمثيل فتحات الأبواب والشبابيك للمخازن والورش.

### النتائج النظرية

تمتاز ظاهرة تعرض المنشأ لموجة عصف داخلية الى تعدد الانعكاسات لموجة العصف مما يزيد من ضغط العصف ، ويعتمد ذلك على موقع ووزن الحشوة داخل المنشأ ومساحة وموقع منافذ التهوية فيه (1977,Amer, 1964,Biggs, 1986,Technical Manual).

وقد اعتمدت الأسس النظرية التالية في التصميم والتحليل بالإضافة للمحددات أعلاه :

١. لكل عنصر في المنشأ تم تحديد معالم التصميم والشروط (boundary conditions).
٢. نسبة حديد تسليح عموديا و افقيا (  $p=0.0025$  ) لكل وجهه من اوجه السقف .
٣. اعتماد المقاومة الاستاتيكية للمواد في التصميم (static design strength for materials).
٤. إيجاد علاقة لمنحني الهطول والمقاومة للسقف .
- أ.حساب المقاومة التصميمية الديناميكية للحديد والخرسانة وكما في جدول (R-1) .
- ب.حساب اقصى عزم موجب وسالب للمقطع افقيا وعموديا ( بعد فرض سمك العنصر ).
- ت.اعتماد مبادئ التحليل للادن.
- ث.ايجاد المنحني المكافئ ( الحمل- الهطول ) وكما موضح في الشكل (R-1).
٥. تحديد درجة الحماية المطلوبة ، وتكون عادة بدلالة نسبة المستطيلية ( ductility ratio ) والتي هي النسبة بين اقصى هطول مسموح الى الهطول في نهاية مرحلة المرونة كما في الشكل (R-1) وذلك للتدمير المعتدل المتوسط (moderate damage) النسبة هي (٢ الى ٣) .
٦. تفاصيل خاصة لحديد التسليح لربط مفاصل السقف مع الجدران الجانبية لتأمين ترابط لحديد التسليح ومع مكونات عناصر السقف والجدران الجانبية والخلفية.
٧. التحليل الديناميكي:

أ\_ عندما ضغط العصف (blast pressure > ٢٠٠ باوندانج<sup>٢</sup> ) يجب ان نستخدم التحليل الديناميكي لعلاقة ( pressure time history ) . حيث يتم تحويل العنصر الانشائي الى

(equivalent single degree of freedom system) يتم تحويل العلاقة بين ضغط

العصف والزمن الفعلية المسلطة الى صيغة مكافئة له (single degree of freedom).

نوجد نسبة ومعامل المستطلية، فاذا كانت اكبر من المعدل المعتمد فانه يتم زيادة سمك

السقف. لنسبة المستطلية المقبولة نوجد المقاومة التي تقابلها من منحنى العلاقة ما بين

المقاومة والهطول . بالاعتماد على قيمة المقاومة (resistance) من المنحنى توجد اجهاد

القص (shearing stress) المقابلة للسمك المؤثر .

ب\_ إذا كان ضغط العصف  $< 200$  باوندانج<sup>٢</sup> فان العنصر (السقف) يجب ان يصمم

لمقاومة الدافع (impulse) بالاضافة الى دالة (pressure time) لذلك فانه لهذا المستوى

العالي من الضغط فانه المصادر توصي باعتماد ابحاث علمية ونظرية يجب ان تعتمد .

### نماذج السيطرة

تم اخذ نماذج سيطرة من مكعبات بحجم (١٥٠، ١٥٠، ١٥٠) سم. وفحصت بعمر (٧، ١٤، ٢٨)

يوم، وقد اظهرت النتائج ان مقاومة الانضغاط بعمر (٢٨ يوم) هي (٢٦) نيوتن/ملم<sup>٢</sup>، كذلك فحوصات

الحديد فقد اظهر فحص الشد للحديد المستخدم وهي مقاومة الخضوع (Fy) للحديد هي (٦٠٠٠٠)

باوندانج<sup>٢</sup> أي بحدود (٤١٣) نيوتن/ملم<sup>٢</sup> وهي ما اعتمد في المتطلبات او الفرضيات التصميمية.

### النتائج العملية

قبل اجراء التجربة تم صبغ المنشأ بصبغ بنتيلايت ابيض لملاحظة التشققات بوضوح ، حيث

بعد حصول عمر الخرسانة على (٢٨) يوم تم نصب مقياس انحراف في المناطق التي يحتمل ان

تتعرض الى اعلى هطول في السقف وهو المقياس من نوع (stopper dial gage) كم موضحة في

صور (R-1)، تم وضع شحنة زنة (١,٥) كغم وعلى بعد (١) متر عن الارضية وتحت (١,٦) متر

من السقف وهذه الوضعية تتلائم مع ما يخزنه من هذه المادة في المخازن .بعد الفحص لم يحصل

انهيار للمنشأ ولذلك لم يحصل تطاير (scabbing) من وجه السقف العلوي الخارجي للمنشأ وقد دونت

النتائج التالية :

١. اقصى هطول لحظي (زمني) (residual defelection) كما موضح في جدول (R-2).

٢. التشققات واكبر تشقق متبقي موضح في جدول (R-3) .

اكبر قطعة من الطابوق تم الحصول عليها لفتحة المنشأ الذي ترك وتم بناء قسم منه بالطابوق كما

موضح في صورة رقم (R-1) هي (١٢) سم واكبر بعد وصلت التشظية للطابوق هي (٥٠) متر .

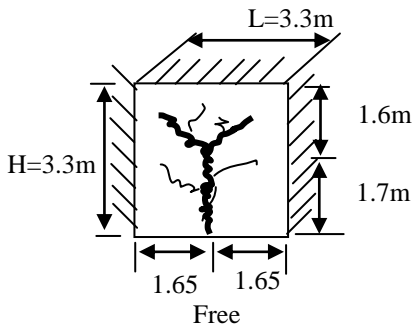
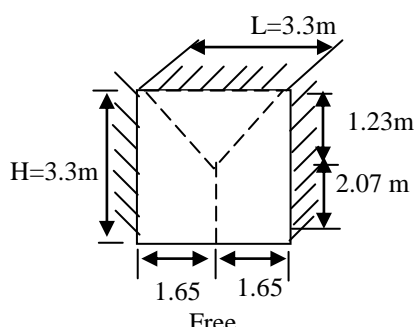
جدول (R-1): معامل الزيادة الديناميكي للخرسانة وحديد التسليح (1969, Technical Manual)

الاجهادات ( Stresses )	معامل الزيادة الديناميكي Dynamic Increase Factor
<b>حديد التسليح</b>	
للتني (For bending)	1,10
للقص (For shear)	1,10
<b>الخرسانة</b>	
للانضغاط (For compression)	1,25
للسد القطري (For Diag. Tension)	1,00
للقص المباشر (For Direct shear)	1,10
للترايط (For Bond)	1,00

جدول (R-2) : مقارنة ما بين النتائج العملية والنظرية للهطول المتبقي والعاير في أقصى نقطة متوقعة للهطول في سقف المنشأ (ملم)

أقصى هطول متبقي (ثابت) Max. Residual Deflection		أقصى هطول عابر (وقتي) Max. Transient Deflection		عنصر المنشأ
عملي Experimental	نظري Theoretical	عملي Experimental	نظري Theoretical	
6.18(mm)	6.40(mm)	10.60(mm)	10.86(mm)	السقف

جدول (R-3): مقارنة لانماط التشقق النظرية والعملية لسقف المنشأ

نمط التشقق العملي Experimental crack pattern	نمط التشقق النظري Theoretical crack pattern	العنصر الإنشائي
 <p>أقصى عرض للتشققات المتبقية هي (3) ملم</p>		السقف

### الحسابات النظرية (التحليل والتصميم)

وزن الحشوة  $W = 3,31$  باوند =  $1,5$  كغم .

معدل ارتفاع السقف (roof) عن مستوى الارض =  $2,6$  متر .

مقاومة انضغاط الخرسانة  $(f_c) = 20$  نيوتن/ملم<sup>2</sup> =  $3000$  باوند/انج<sup>2</sup> .

مقاومة الحديد للخضوع  $(f_y) = 60000$  باوند/انج<sup>2</sup> =  $413$  نيوتن/ملم<sup>2</sup> .

معامل المستطالية  $(Ductility\ ratio) = 2,0$  طبقا لمتطلبات مصدر التصميم (1969, Technical Manual).

بعد الحشوة عن السقف  $(RA) = 1,6$  متر .

عرض وطول السقف  $L = H = 3,3$  متر .

بعد الحشوة عن اقرب مصد جانبي  $I = h = 1,65$  متر .

لايجاد ضغط العصف (blast pressure) وكذلك الزمن (Duration) او استمرار فترة العصف .

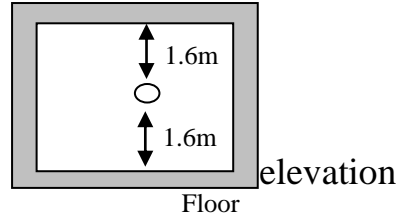
$$ZA = RA/W^{1/3} = 1.6 * 3.28 / (1.5)^{1/3} = 3.52 \text{ ft/lb}$$

$$I/L = 1.65 / 3.3 = 0.5$$

$$h/H = 1.65 / 3.3 = 0.5$$

$$L/H = 3.3 / 3.3 = 1$$

$$L/RA = 3.3 / 1.6 = 2.06$$



من شكل ٥١-٤ في (1969, Technical Manual) نوجد وحدة العصف النبضي المقيس

( scaled unit blast impulse) **ib ( psi.ms/lb<sup>1/3</sup>)**

L/H	0.75	1.5	3.0	6.0
Ib	80	100	120	120

لو اخذنا  $L/H=1$  فان وحدة العصف النبضي المقيسي (ib)

$$ib = 92 \text{ psi. m sec} / ib^{1/3} = 92 * 1.49 = 145.36 \text{ psi. ms.}$$

$$\text{For } z = 3.32 \text{ from fig. At ref. [1] } (tA) A/W^{1/3} = 0.64$$

$$(tA)A = 1.49 * 0.64$$

$$= 1.01 \text{ m sec}$$

### امد النبض (Duration of impulse)

لايجاد الزمن (Duration) او فترة استمرار موجة العصف على السقف للنقطة الأبعد

$$R = [(h)^2 + (RA)^2 + (H-h)^2]^{1/2} = [(1.65)^2 + (1.65)^2 + (3.3-1.65)^2]^{1/2}$$

$$R = 9.25 \text{ ft} = \text{Distance to farthest point}$$

$$Z = R/W^{1/3} = 9.2 / 1.58 = 5.87 \text{ from fig at (1969, Technical Manual) } (tA)F/W^{1/3} = 2$$

$$(tA)F = 3.16$$

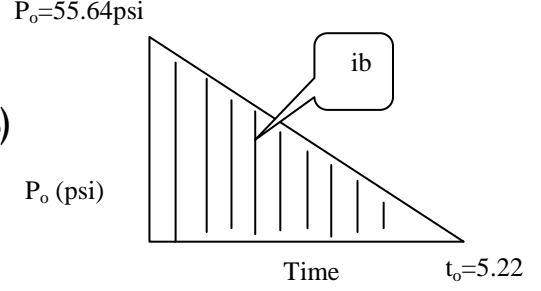
$$(t_0)F/W^{1/3} = 1.3$$

$$t_o)F=1.58*1.3=2.05 \text{ m sec (ملي ثانية)}$$

$$t_o=t(A)F-t(A)A+1.5 t_o )F = \text{Duration}$$

$$t_o = 3.16-1.01 + 1.5 (2.05) = 5.22 \text{ m sec (ملي ثانية)}$$

$$p_o = 2*ib/to = 2*145.36/5.22=55.64 \text{ psi}$$



### (Selection of Cross-Section for Roof) اختيار المقطع العرضي للسقف

$$\text{Depth at positive Horizontal [dp)H]= 204 mm}$$

$$\text{Depth at negative Horizontal [dN)H]= 224 mm}$$

$$\text{Depth at negative vertical [dp)V]= 192 mm}$$

$$\text{Depth at positive vertical [dN)V]= 212 mm}$$

$$\text{Average} = 208 \text{ mm}$$

$$A_s = 0.0025 * 1000 * 228 = \rho b d = 560 \text{ mm}^2 = 5.6 \text{ cm}^2$$

في عرض متر واحد تستعمل 12 ملم كل 200 ملم حيث يحقق مساحة = 5,6 سم<sup>2</sup>

عمق محور الاجهاد

$$a = 5065 * 10^{-4} * 413 * 1.1 / 0.85 * 1.25 * 20 = 0.012 \text{ m}$$

$$M = A_s * F_y (d - a/2)$$

$$\text{Moment at positive edge horizontally [MP)H]= 50822 \text{ N.m/m}$$

$$\text{Moment at Negative edge horizontally [MN)H]= 55956 \text{ N.m/m}$$

$$\text{Moment at positive edge Vertically [MP)V]= 47742 \text{ N.m/m}$$

$$\text{Moment at Negative edge Vertically [MN)V]= 52876 \text{ N.m/m}$$

### (The Yield Line Location(Y)) موقع خط الخضوع (Y)

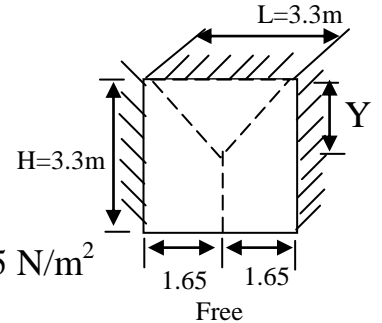
يتم ايجاده من خلال شكل (10-5) معين في (Biggs, 1964) ومن العلاقة :

$$L/H [(MVN+MVP)/(MHN+MHP)]^{1/2}$$

$$= 0.97 \propto Y/H$$

$$Y/H = 0.63$$

$$Y = 0.63 * 3.3 = 2.079 \text{ m}$$



$$R_u = 5(MVN+MVP)/(Y)^2 = 5(47742+52876)/(2.079)^2 = 16395 \text{ N/m}^2$$

Or

$$R_u = 4(MHN+NHP)(6H-Y)/L(8H-2Y) = 4(106778)(18.117)/6.76(6.534)$$

$$= 175187 \text{ N/m}^2$$

$E_c$  = Modulus of elasticity of concrete

$$= 22376 \text{ Mpa}$$

Es= Modulus of elasticity of steel

$$=200\ 000\ \text{Mpa}$$

$$n = E_s/E_c=8.94 \quad , \quad I_g=0.0013\ \text{m}^4=\text{gross moment of inertia}$$

$$\rho=As/bd = 5.65*10^{-4}/1.0*0.208 = 0.00271$$

ثم من الشكل (٥-٥) في (1969, Technical Manual) نحصل على المعامل F (coefficient) = 0.018

$$I_c=F*b*d^3 = 0.018 * 1.0*(0.208)^3 = 0.000162\ \text{m}^4$$

Moment of inertia for cracked section

$$I_a=I_g+I_c/2 = 0.0013+0.000162/2 =\text{Average moment of inertia}$$

ثم من خلال العلاقة ما بين معدل عزم القصور والمعامل  $I=H/L$  ومن الشكل (٥-١٤) في

(1969, Technical Manual) حيث يتم ايجاد العلاقة الدالية ما بين (R-X) المكافئة والفعلية في

المنطقة المرنة اللدنة

Determination of the actual and equivalent (R-X) function in the elasto\_plastic region .

$$\beta_1= 0.04 \quad , \quad \beta_2=0.08 \quad , \quad \beta_3=0.05 \quad , \quad \gamma_1 =0.004 \quad , \quad \nu_1=1/6 \quad , \quad r = M/BH^2$$

	MH <sup>+</sup>	MH <sup>-</sup>	MV <sup>-</sup>
Value of r N/m <sup>2</sup>	50822/0.045H <sup>2</sup>	55956/0.08H <sup>2</sup>	52876/0.05 H <sup>2</sup>
	1129377/H <sup>2</sup>	699450/H <sup>2</sup>	1057520/H <sup>2</sup>

Re=64228 N/m<sup>2</sup> the yield point (2)

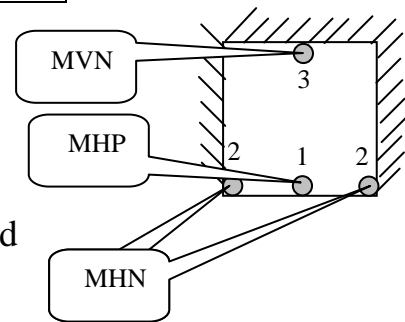
$$\text{At point (1)} = 0.045*64228 (3.3)^2=31474\ \text{N.m/m}$$

$$\text{At point (3)} 0.05*64228 (3.3)^2 = 34972\ \text{N.m/m}$$

$$D=\text{flexural Rigidity} = E_c.I_a/b(1-\nu^2)=16824194\ \text{N.m}$$

$$X_e = x_1-Re-H^4/D = 0.0018\ \text{M Deflection at first yield}$$

الهطول عند اول خضوع



### الخواص عند ثاني خضوع ( Properties at second yield )

بعد اول خضوع نعرض الحالات التالية وحسب متطلبات المصدر (1969, Technical Manual) :

simple\_simple , one\_edge fixed, one edge free

نهاية حرة للسقف، نهاية مثبتة للسقف، مسند بسيط

لذا من الشكل (٥-١٨) في (1969, Technical Manual) ومن علاقة  $H/L=1$  نوجد المعاملات التالية:

$$\beta_1=0.097 \quad , \quad \beta_3=0.125 \quad , \quad \gamma_1=0.012 \quad , \quad \nu =0.3$$

$$\Delta m \text{ at point (1)} = 50822-31474= 19348\ \text{N.m/m}$$

$$\begin{aligned} \Delta m \text{ at point (3)} &= 52876-34972= 17904 \text{ N.m/m} \\ \Delta r(3) &= \Delta m_3 / \beta_1 H^2 = 17904/0.125(3.3)^2 = 13152 \text{ N/m}^2 \\ \Delta r(1) &= \Delta m_1 / \beta_1 H^2 = 19348/0.097(3.3)^2 = 18316 \text{ N/m}^2 \text{ Second yield at point (3)} \\ r_{ep} &= r_e + \Delta r \\ r_{ep} &= 64228 + 13152 = 77380 \text{ N/m}^2 \\ D &= 17974567 \text{ N.m} \\ \Delta X &= 0.00104 \text{ m} \\ X_{ep} &= x_e + \Delta x = 0.0018 + 0.00104 = 0.00284 \text{ m} \end{aligned}$$

### الخضوع النهائي (Final Yield)

$$\begin{aligned} R_u &= 116395 \text{ N/m}^2 \text{ where } \beta_1 = 0.11, \gamma_1 = 0.015, \nu = 0.3 \\ \Delta r &= R_u - r_{ep} = 116395 - 77380 = 39015 \text{ N/m}^2 \\ \Delta x &= 0.00308, D = 17974567 \text{ N.m} \\ x_p &= 0.00592 = 5.92 \text{ mm} \\ x_e &= 0.00445 \text{ m} \end{aligned}$$

so the equivalent resistance- deflection curve is shown in fig (R-2)

$$\begin{aligned} K &= R_u / X_e = 116395 / 0.00445 = \text{Equivalent stiffness} \\ K &= 26156180 \text{ N/m}^3 \text{ EFFECTIVE MASS OF ELEMENT} \end{aligned}$$

من جدول (٦-٧) خاص من (1969, Technical Manual)

$$\begin{aligned} K_{LM}(\text{elastic}) &= 0.65 - 0.16(L/2H - 1) = 0.73 \\ K_{LM}(\text{elasto\_plastic}) &= 0.65 - 0.186(L/2H - 1) = 0.743 \\ K_{LM}(\text{plastic}) &= 0.555 \\ K_{LM}(\text{average}) &= 0.676 \\ \text{Unit mass} &= 0.25 * 2400 = 600 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Natural period} &= 277 (m.K_{LM}/K)^{1/2} = 277(600 * 0.676 / 26156180)^{1/2} \end{aligned}$$

$$T_n = 0.0247 \text{ sec} = 24.7 \text{ m sec} \text{ ملي ثانية}$$

$$T_o / T_n = 5.25 / 24.7 = 0.212$$

$$P_o / R_u = 55.93 * 10^6 / 116395 * 145 = 3.31$$

ثم من العلاقة ما بين  $T_o / T_n$  و  $P_o / R_u$  من (1969, Technical Manual) نوجد  $T_m / T_n$  و  $X_m / X_e$

$$X_m / X_e = 2.4$$

$$X_m = 2.4 * 4.45 = 10.86 \text{ mm}$$

$$T_m / T_n = 0.425$$

$$T_m = 0.425 * 247 = 10.49 \text{ msec}$$

$$T_m / T_o = 0.425 * 247 = 10.49 \text{ m sec}$$

$$T_m / T_o = 10.49 / 5.22 = 2$$

$$T_m / T = 10.49 / 24.7 = 0.424$$

$$3 > T_m / T > 0.1 \quad \text{correct procedure was used}$$



### ايجاد الشد القطري على مسافة d من نقطة الاسناد

(checking of diagonal tension at (d) from support)

1. Ultimate shear stress for vertical direction: اقصى اجهاد قص بالاتجاه العمودي:

$$VUH = 3Ru(1-2de/L)(2-Y/H-2de Y/LH)/2de/L(6-Y/H-8de Y/LH) \\ = 0.577 \text{ Mpa} \quad \text{where } de = 0.212$$

2. Ultimate shear stress a long H \_direction اقصى اجهاد قص بالاتجاه الافقي

$$de/Y = 0.212/2.079 = 0.1$$

$$VUV = [3Ru(1-de/Y)^2]/[de/Y(5-4de/Y)] = 0.614 \text{ Mpa}$$

$$Vc = 0.65 \text{ Mpa}$$

No need for lacing a long (H\_direction) due to  $Vc > VUV$  use min. lacing  $\Phi$  10 at 200 mm.as showing in plate ( R-2 )

حيث تم استخدام حديد قص بشكل متعرج ( lacing ) وكما موضح في الصورة (R-2).

### الاستنتاجات:

كما موضح في جداول (R-2), (R-3) وجد هنالك تطابق ما بين النتائج العملية والنظرية بالنسبة لطبيعة التشقق الحاصل وكذلك بالنسبة للهطول الثابت و العابر النظري والعملي لسقف المنشأ .

١. نسبة المستمطلية المستعملة هي (٢,٠) . يوصي الفريق البحثي باعتمادها عند اعتماد أهمية المنشأ من خلال تدمير متوسط (moderate damage) ، وهذا ما يوصي به الفريق البحثي في (single blast wave) .

٢. اظهرت نتائج الفحص الميداني دقة طريقة التحليل والتصميم الديناميكي للمنشآت المقاومة لموجات العصف الداخلية، ويعتبر التصميم ناجحاً لاستيفائه المتطلبات الأساسية المتوخاة .

٣. اظهرت النتائج العملية ان استعمال فولاذ التسليح المتعرج يؤدي الى تقليل سمك الجدران الجانبية والخلفية للمنشأ من ما يقارب (٥٠) سم الى (٢٥) سم وهو السمك الاقتصادي للمنشأ .

### References

- Amer,J.(1977),Special provisions for impulsive and impactive effects. concrete inst .
- Biggs,J.M.,(1964), Introduction to structural dynamics , Mc Grow Hill book company, New York. 56p
- TM5-1300Technical Manual,1969.structures to resist the effects of accidental Forces. New York. (1~150) p.
- TM5-855.1, 1986, Technical Manual, Fundamentals of protective design. New York , (2) p.

## **Concise Procedure for Analysis and Design of Reinforced Concrete Roof Structure to Resist Wave Pressure**

**Saad F. Salih \* Ghaith M. Hassan \*\* Hassan Kh. Salih\*\*\***

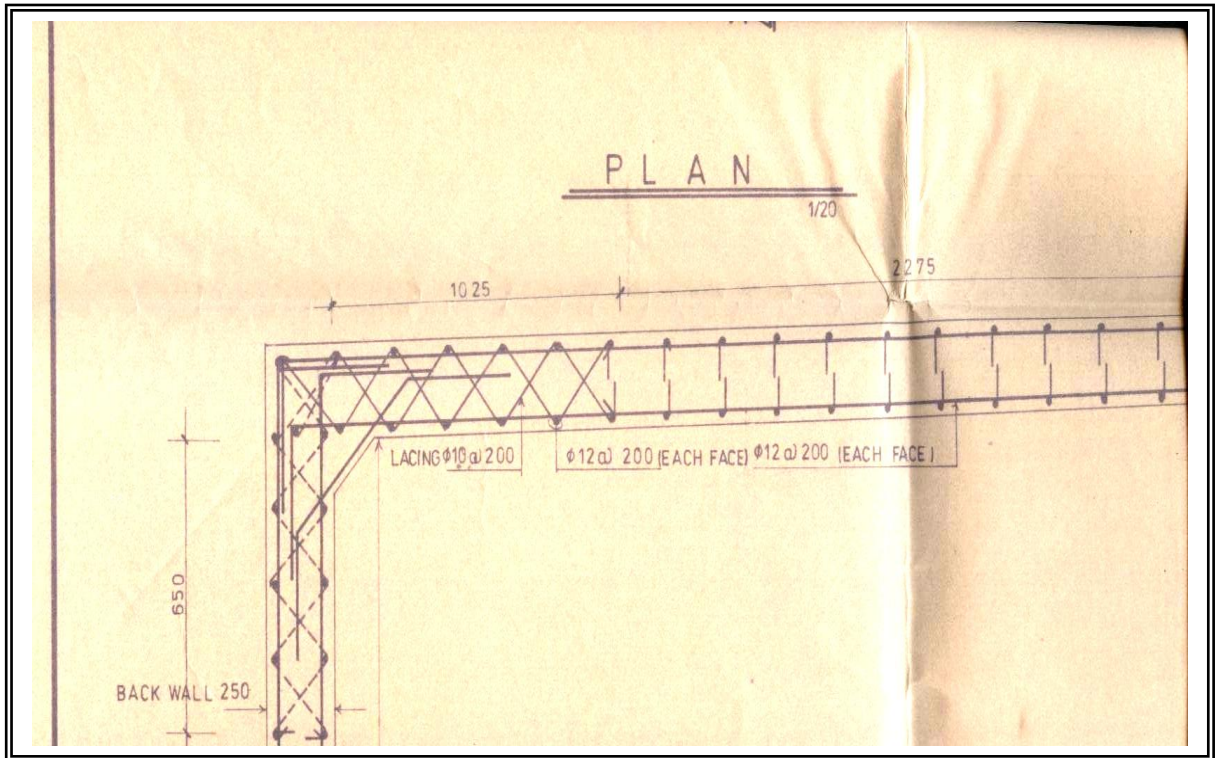
**College of Science- University of Kirkuk \* Ministry of Renovation and housing \*\* Ministry of Science and Technology\*\*\***

### **Abstract**

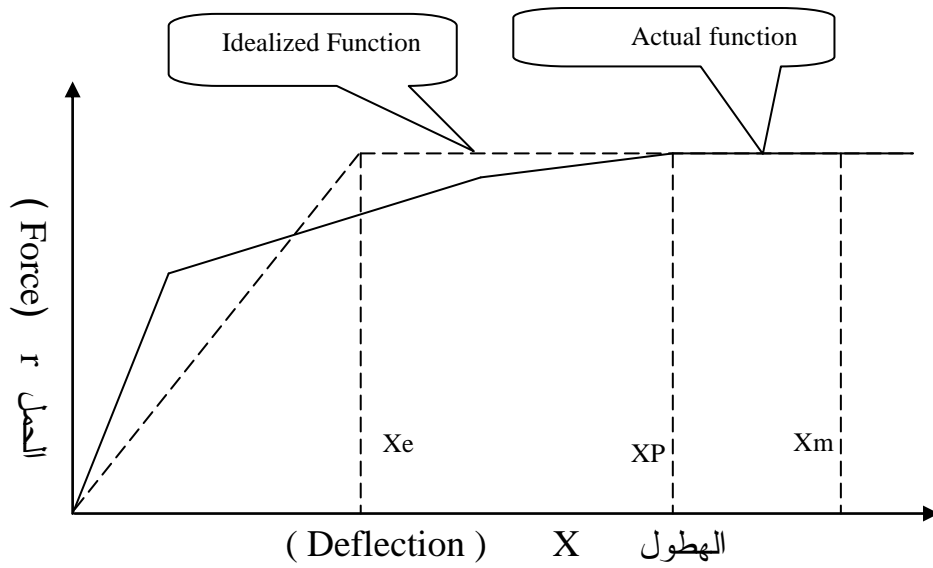
This research aims to evaluate the concise procedure for analysis and design of Reinforced concrete structure to resist internal blast pressure. This evaluation will be to locate the required thickness of the roof structure in addition to the quantity, shape and connection mechanism of steel reinforcement. In order to verify the accuracy of the theoretical analysis and design procedure of Reinforced concrete roof structure to resist internal blast pressure. It was intended to carry out a field test for the structure designed after specifying the internal dimensions of the structure (3.30\*3.30\*2.60)m, charge weight (1.5) kg and the recommended degree of protection usually in terms of ductility ratio = 2.0. The natural period and the dynamic load factor were also calculated for the above structure. The objective of the test was justified since no scabbing from the roof was observed; this means the thickness (25) cm of roof can keep all the outside individuals, equipment and buildings safe and away from the danger of fire and fragmentation during the period of blast pressure. The individuals and equipment should be kept clear away from the venting zone. A good agreement was found between the theoretical and experimental results.



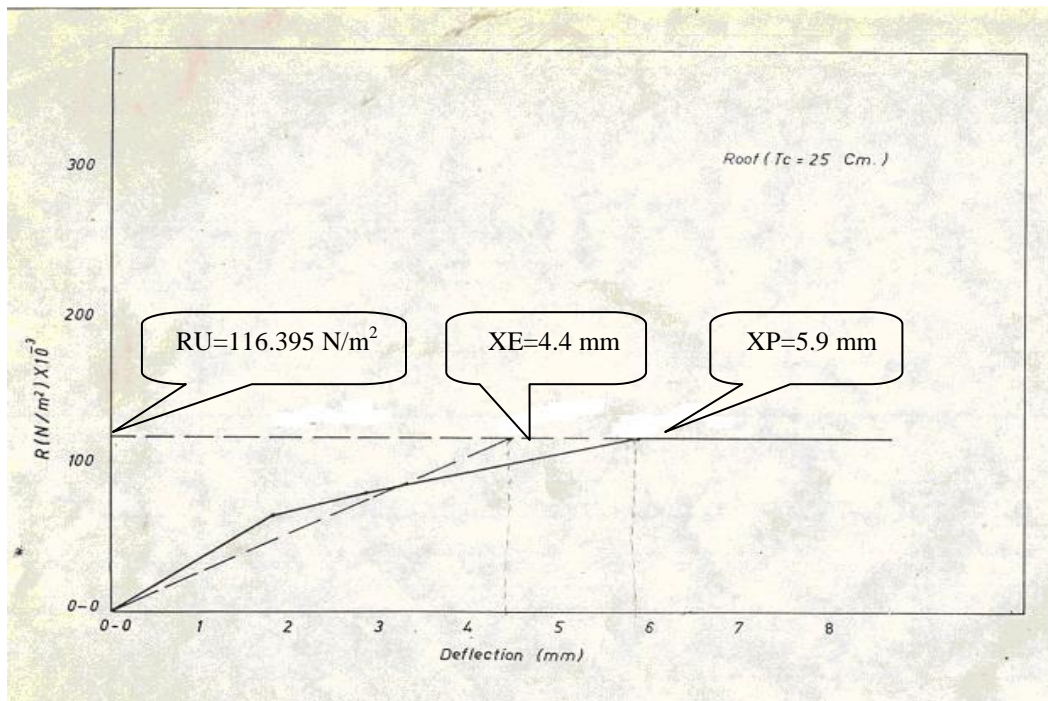
صورة ( R-1 ) المنشاء قبل الاختبار ( الفحص )



صورة ( R-2 ) تفاصيل حديد التسليح في السقف



شكل (R\_1): منحنى الحمل - الهطول المكافئ والحقيقي للمواد المقاومة



شكل (R-2) منحنى الحمل - الهطول المكافئ المستنتج