

## 교량 바닥판의 파괴형태를 고려한 임계보강재비의 이론적 선정

심중성<sup>1)\*</sup> · 오홍섭<sup>1)</sup> · 유재명<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 토목·환경공학과

(2001년 10월 26일 원고접수, 2002년 1월 3일 심사완료)

### Theoretical Assessment of Limit Strengthening Ratio of Bridge Deck Based on the Failure Characteristic

Jong-sung Sim<sup>1)\*</sup>, Hong-Seob Oh<sup>1)</sup>, and Jae-Myung Yu<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Civil and Environment Engineering, Hanyang University, Ansan, 425-791, Korea

(Received on October 26, 2001, Accepted on January 3, 2002)

#### ABSTRACT

In a strengthened bridge deck which received increased service loads, failure patterns of bridge deck vary depending on deck thickness, compressive strength of concrete, yielding strength of reinforcement, reinforcement ratio and additional strengthening ratio. General failure pattern that is most commonly reported as punching shear failure after the main rebar yields, followed by yielding of distributing rebar. In this paper, by proposing a limit to the amount of strengthening material, a brittle failure can be prevented and a ductile failure mode similar to that developed in unstrengthened deck is derived. In order to calculate the limit strengthening ratio, the yield line theory and previously proposed plastic punching shear model have been used

**Keywords :** bridge deck, strengthening ratio, yield line theory, plastic punching shear model

#### 1. 서 론

산업경제의 성장과 함께 교통량 및 공용하중이 급속히 증가함에 따라 기 도로망의 성능향상을 위한 방안으로서 보수·보강을 적용한 성능향상 사례가 증가하고 있으며, 교량부재의 하나로서 바닥판은 차륜하중이 직접적으로 작용하는 부재이므로 성능향상의 필요성이 더욱더 요구되는 구조물이다. 교량 바닥판 및 슬래브 교량에 대한 성능향상 효과 검증노력은 90년대에 들어서 활발하게 이루어져 왔으며, 대부분의 연구결과 뛰어난 보강효과가 있는 것으로 밝혀졌다. 이중 Sim과 Oh<sup>1)</sup>는 탄소섬유쉬트를 보강재로서 활용하여 5가지의 보강변수에 따른 보강효과 검증연구를 수행한 바 있으며, 주철근 및 배력철근방향으로의 strip보강방법이 균열제어 및 탄성회복능력이 우수한 것으로 밝혔다. 또한 오홍섭<sup>2)</sup>은 성능향상된 교량 바닥판에 정적 및 피로시험을 수행하였으며, 이를 기초로 보강재의 조기파괴 및 바닥판 수명연장을 위한 합리적인 보강방법을 제시하였고, 아울러 성능향상된 교량 바닥판의 갑작스런 취성파괴를 피하고 충분한 연성을 확보하기 위한 보강설계절차를 제시한 바 있다<sup>3)</sup>.

일반적으로 교량 바닥판의 파괴는 임의의 위치에서의 차랑하중에 의한 이방향 균열 및 소성변형 증가로 인하여 발생하는 콘크리트 전단내력 저하로 철근의 소성항복 후 편칭파괴되는 것으로 밝혀지고 있다<sup>4)</sup>. 또한 바닥판의 성능향상 노력이 주로 이루어지고 있는 도로교 설계2등급 교량(DB-18)의 경우, 정적하중상태에 있어서 하중의 증가와 함께 주철근 및 배력철근의 항복이 이루어진 후 균열면에서의 전단내력 감소에 의한 편칭전단파괴가 발생하는 것으로 나타나고 있다<sup>5)</sup>. 즉, 교량 바닥판은 구조계의 항복 이후에 편칭전단 파괴되는 것으로 밝혀지고 있으며, 이러한 교량 바닥판을 성능향상 함에 있어서 파괴는, 편칭전단 파괴 이전에 구조물이 항복되도록 유도하는 것이 바람직하다고 판단된다.

오홍섭<sup>2)</sup>과 배인환<sup>5)</sup> 등은 보강설계시 최대보강재량 산정을 위한 보강단면의 파괴형태 및 범례를 제시한 바 있다. 본 연구에서는 현재 공용중에 있는 설계2등급 교량 바닥판의 제원에 보강재량의 변화에 따른 항복선 해석 및 편칭전단강도 해석을 수행하였으며, 이를 통해 설계2등급 교량 바닥판의 성능향상을 위한 임계보강재량을 제안하였다. 또한 계획된 바닥판에 대한 철근비 및 보강재비에 대한 변수연구를 통하여 바닥판이 항복이후 파괴될 수 있는 철근비 및 보강재비 기준을 제안함으로써 교량 바닥판의 보강설계를 위한 유용한 자료를 제시하였다.

\* Corresponding author  
Tel : 031-400-5143 Fax : 031-400-5140  
E-mail : jssim@hanyang.ac.kr

## 2. 성능향상된 교량 바닥판의 파괴기준

### 2.1 보강 유·무에 따른 바닥판 항복 및 파괴강도 관계

심중성<sup>3)</sup>은 설계2등급과 유사한 재원의 모형 바닥판 시험체를 제작하였으며, 각종의 보강재를 적용함으로써 보강 효과검증 연구를 수행한 바 있다. 무보강 시험체의 경우 주철근 및 배력철근의 항복이후 일정량의 소성거동을 보이며 편칭전단파괴 되었으며, 섬유쉴트 등을 적용한 경우에 있어서 이러한 양상은 동일하게 나타났다. 이때 보강 시험체의 항복하중은 무보강의 경우에 기준하여 약 130% 이상인 것으로 나타났으며, 파괴강도는 110~120%정도인 것으로 나타났다. 반면 강관 등과 같이 보강재량이 현저하게 많은 경우, 보강 시험체의 항복은 발생하지 않았으며 급작스런 편칭전단파괴가 발생하였다.

교량 바닥판에 대한 교량 구조체로서의 중요도에 근거했을 때, 성능향상된 교량 바닥판의 파괴는 항복에 따른 소성변위와 이후의 편칭전단파괴가 발생되는 것이 안전한 것으로 판단된다. 즉, Fig. 1에 나타낸 것과 같이 일반적인 바닥판의 경우 임의의 보강재량으로 보강된 교량 바닥판의 하중-변위관계에서 항복강도  $P_{y,s}$ 가 편칭강도  $P_{pun,s}$ 이상에 위치하는 경우 바닥판의 연성은 기대하기 힘들며 편칭전단 또는 콘크리트의 압괴에 의한 취성적인 파괴가 예상된다.

### 2.2 보강재비에 따른 파괴양상

현재 사용되고 있는 대부분의 보강재가 섬유보강재로서 변형을 경화현상이 발생되지 않고 극한변형률에 도달할 때까지 탄성거동을 하는 취성재료이므로 보강단면의 설계시 안전여유에 대한 고려가 요구된다. 때문에 구조물의 연성을 확보하기 위하여 보강단면의 파괴형태를 결정짓는 주철근 및 섬유보강재의 양을 결정해야 한다. 오홍섭<sup>2)</sup>과 배인환<sup>5)</sup> 등은 구조물의 보강설계를 위한 기준으로서 Fig. 2와 Table 1과 같이 주철근비 및 섬유보강재비에 따른 보강단면의 파괴형태를 나타내었다. Fig. 2에서 평형철근비 및 평형보강재비인  $\rho_{s,b}$  및  $\rho_{p,b}$ 를 기준으로, A 영역은 철근이 항복한 후 섬유보강재의 파단이 예상되는 형태이며, B 영역은 철근이 항복한 후 섬유보강재의 파단됨과 동시에 콘크리트가 극한변형률에 도달되어 부재가 파괴되는 평형상태를 나타낸 것이다. C 영역은 콘크리트의 변형률이 극한변형률에 도달되나 보강재는 탄성영역에 있는 상태이다. 오홍섭<sup>2)</sup>과 배인환<sup>5)</sup>에 따르면, 안전여유가 확보되어 있는 A 영역으로 보강단면을 설계하는 것이 바람직한 것으로 나타나고 있다.

보강단면을 설계하기 위한 주철근 및 섬유보강재비를 결정하기 위하여 섬유보강재의 파단과 동시에 콘크리트가 극한변형률에 도달되는 평형상태를 가정함으로써, 철근비 및 보강재비에 대한 제약조건을 식(1)로부터 얻을 수 있다<sup>25)</sup>.

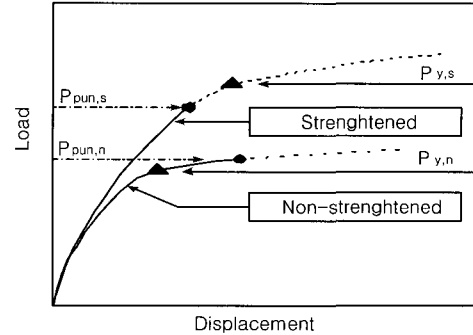


Fig. 1 Load-displacement relationship of bridge deck corresponding to non-strengthening and strengthening case

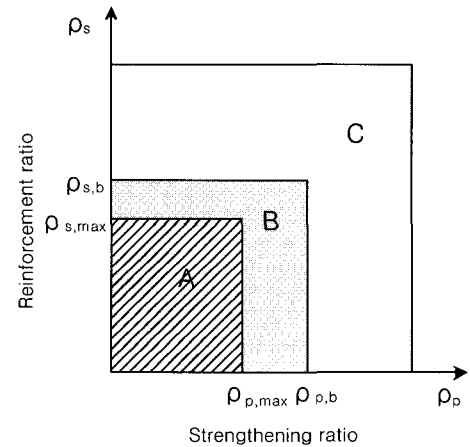


Fig. 2 Failure aspect of strengthened section and remarks

Table 1 Remark details of Fig. 2

Domain	Failure aspect
A	Under reinforcement
B	FRP rupture & concrete crushing
C	Over reinforcement

Notes)  $\rho_s$  : Main reinforcement ratio  
 $\rho_{s,b}$ ,  $\rho_{s,max}$  : Balanced, maximum reinforcement ratio  
 $\rho_p$  : Strengthening ratio  
 $\rho_{p,b}$ ,  $\rho_{p,max}$  : Balanced, maximum strengthening ratio

$$\rho_{s,b} = \frac{0.00217f_{ck}}{(0.003 + \lambda\varepsilon_p)f_y} \frac{h_p}{d}$$

$$\rho_{p,b} = \frac{0.00217f_{ck}}{(0.003 + \lambda\varepsilon_p)\lambda f_p} \frac{h_p}{d}$$

$$\rho_{s,max} = 0.75\rho_{b,s}, \quad \rho_{max,p} = 0.75\rho_{b,p} \quad (1)$$

여기서,  $\varepsilon_p$  = 섬유쉬트의 극한변형률

$f_p$  = 섬유쉬트의 인장강도

$h_p$  = 바닥판 상단에서 보강재의 중립축까지의 거리

$f_{ck}$ ,  $f_y$ ,  $d$  등은 각각 현행 도로교 구조설계기준에 근거한 콘크리트의 설계압축강도, 철근의 항복강도, 유효깊이 등이다. 탄소섬유쉬트의 경우 보강된 구조물에 대한 구조시험시 최대변형률이 0.95~1.14%<sup>6)</sup>인 반면, 쉬트 자체의 파단변형률은 1.4~1.5%<sup>6)</sup>으로 최대변형률상 평균 72%의 차이가 발생하게 되며, 이러한 차이를 반영하기 위하여  $\lambda$ 를 도입하였다.

그러나 Fig. 2의 범례내에 있어서 일정량 이상의 보강재량이 적용되는 경우 증가된 휨내력에 비하여 바닥판 자체의 편칭전단강도 증가량은 상대적으로 작을 수 있다. 즉, 바닥판에 사용된 바닥판 두께, 콘크리트의 압축강도, 철근의 항복강도 및 철근비 등에 의하여 휨내력과 편칭전단내력이 유사한 경우 외부부작용법에 의한 보강은 바닥판의 구조적 소성항복 이전에 바닥판의 편칭전단파괴를 발생시키게 된다. 이 경우 바닥판의 연성적인 거동을 기대할 수 없게 되어 안전여유의 확보가 곤란하게 된다. Fig. 3은 Fig. 2의 A 영역내에 존재할 수 있는, 철근비 및 보강재비의 관계에 따른 파괴분기선(failure divergence line)을 나타낸 것이다.

### 3. 성능향상된 교량 바닥판의 강도해석

최대철근비와 최대보강재비 내에서의 파괴분기는 항복선 이론 및 편칭전단강도 해석이론을 적용하여 얻을 수 있다. 바닥판의 주된 파괴양상은 편칭전단파괴로서 보강재의 유·무에 따른 편칭강도상의 일정량의 증가를 기대할 수 있다. 그러나 보강재비의 증가와 함께 항복하중은 선형적으로 증가하게 되며, 주어진 바닥판제원에 대하여 일정량 이상의 보강재비에서 산정된 이들 강도값은 교차하게 된다.

#### 3.1 항복선 이론

심중성과 오홍섭<sup>7)</sup>은 성능향상된 교량 바닥판에 대한 항

복선 해석을 위하여 Johansen의 항복기준(yield criterion)에 의한 해석방법을 제안한 바 있다<sup>7)</sup>. 여기서 제시된 교량 바닥판의 항복선은 Fig. 4와 같다.

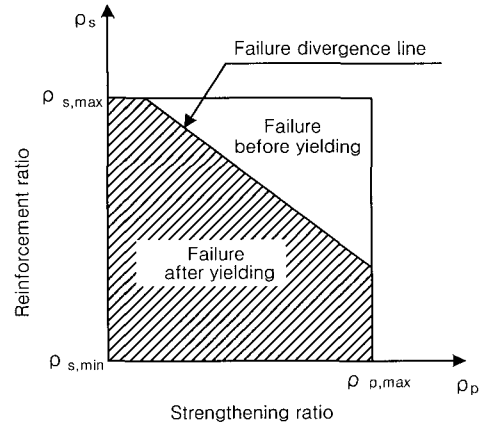


Fig. 3 Failure divergence to reinforcement ratio by strengthening ratio

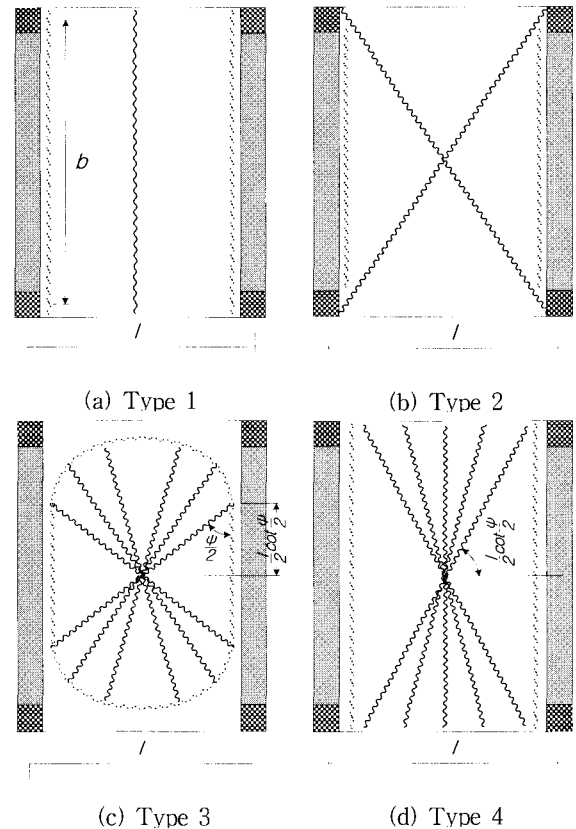


Fig. 4 Proposed yield line types of bridge deck

각각의 항복선 형태에 따른 항복하중  $P_y$ 는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\text{Type 1 : } P_y = 4(m_n + m_n') \frac{b}{l} \quad (2)$$

$$\text{Type 2 : } P_y = 8(m_n + m_n') \quad (3)$$

$$\text{Type 3 : } P_y = 4(m_n + m_n') \cot \frac{\psi}{2} + 2(m_n + m_n')\psi \quad (4)$$

$$\text{Type 4 : } P_y = 2(m_n + m_n') \frac{\delta}{0.5l} b \cot \frac{\psi}{2} + 2m_n\psi \quad (5)$$

여기서,  $m_n, m_n'$ 는 각각 단위폭당 공칭 정·부모멘트,  $\cot \frac{\psi}{2} = \sqrt{\frac{m_n}{m_n'}}$  로써 라디안으로 정의된다. 항복선 이론의 적용은 주철근과 배력철근비가 동일한 등방성 슬래브에 적용할 수 있으며, 교량 바닥판과 같이 직교배근된 슬래브인 경우  $m_{nx}, m_{ny}$ 의 관계를 이용한 Affinity theorem을 적용하여 항복강도를 산정할 수 있다. 바닥판의 단위폭당 공칭모멘트는 식(6)과 식(7)로부터 구해진다.

$$m_{nx} = A_{sx}f_y \left( d_x - 0.59 \frac{A_{sv}f_y + b_{px}t_{px}f_{psv}}{f_{ck}} \right) + b_{px}t_{px}f_{psv} \left( d_x - 0.59 \frac{A_{sv}f_y + b_{px}t_{px}f_{psv}}{f_{ck}} \right) \quad (6)$$

$$m_{ny} = A_{sy}f_y \left( d_y - 0.59 \frac{A_{sv}f_y + b_{py}t_{py}f_{psv}}{f_{ck}} \right) + b_{py}t_{py}f_{psv} \left( d_y - 0.59 \frac{A_{sv}f_y + b_{py}t_{py}f_{psv}}{f_{ck}} \right) \quad (7)$$

여기서,  $m_{nx}, m_{ny}$ 는 단위폭당 공칭저항 모멘트,  $A_{sx}, A_{sy}$ 는 각 방향에 배근된 철근량,  $b_{px}, t_{px}, b_{py}, t_{py}$ 는 각 방향의 단위폭당 섬유보강재의 폭과 두께,  $f_{psv}$ 는 철근 항복시의 섬유보강재 응력이다.

### 3.2 소성편칭전단모델

심종성 등<sup>8)</sup>은 성능향상된 교량 바닥판의 편칭전단강도를 Fig. 5와 같이 표현한 바 있으며, 식(8)과 같이 편칭전단강도를 정의하였다.

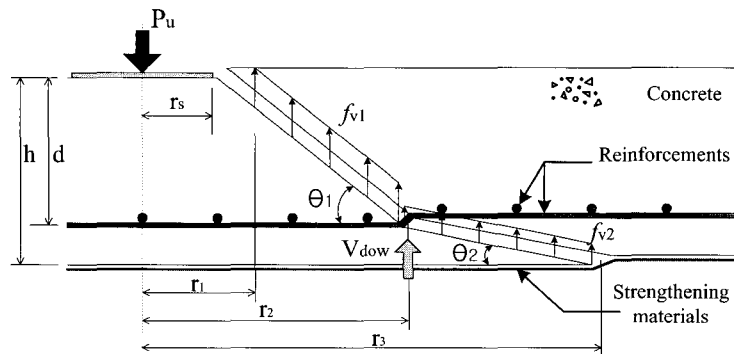


Fig. 5 Plastic punching shear model for strengthened bridge deck

$$V_{pum} = V_{c1} + V_{c2} + V_{dow} \quad (8)$$

여기서,  $V_{c1}$ 은 주철근 이상에서의 콘크리트의 편칭전단내력,  $V_{c2}$ 는 외부부착공법의 적용에 따른 주철근 이하 단면에서의 콘크리트 편칭전단내력,  $V_{dow}$ 는 바닥판의 주철근 및 배력철근의 다우얼 작용(Dowel action)에 의한 내력이다.

$$V_{c1} = \pi(r_1 + r_2)s_1f_{v1} = \pi(r_1 + r_2)s_1f_{sp}^{2/3}\xi\mu\eta \quad (9)$$

$$V_{c2} = \pi(r_2 + r_3)s_2f_{v2} = \pi(r_2 + r_3)s_2f_{sl}^{2/3}\xi\mu\eta \quad (10)$$

$$V_{dow} = \frac{1}{2} \sum_{bars} \phi_s^2 \sqrt{f_{ck}f_y(1-\xi^2)} \sin \theta_1 \quad (11)$$

콘크리트에 의한 편칭전단내력은 주철근비( $\rho_s, \%$ ) 및 보강재비( $\rho_p, \%$ )의 영향( $\xi$ ), 크기효과(size effect,  $\mu$ ), 재하영역의 영향( $\eta$ ) 등을 고려하였으며, 쪼갬인장강도  $f_{sp} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$  [MPa], Spalling강도  $f_{sl} = 0.183\sqrt{f_{ck}}$  [MPa],  $\xi = f_s/f_y$ 이다.

$$\xi = \begin{cases} -0.1 \rho_{s(eq)}^2 + 0.46 \rho_{s(eq)} + 0.35 & \rho_{s(eq)} < 2\% \\ 0.87 & \rho_{s(eq)} \geq 2\% \end{cases}$$

$$\mu = 1.6(1 + d/d_a)^{-1/2}$$

$$\eta = \begin{cases} 0.1(r_s/h)^2 - 0.5(r_s/h) + 1.25 & r_s/h < 2.5 \\ 0.625 & r_s/h \geq 2.5 \end{cases}$$

여기서,  $\phi$ 는 사용된 철근의 직경,  $f_s$ 는 편칭 콘(punching cone)을 가로지르는 철근의 응력,  $\rho_{s(eq)}$ 는 등가보강재비( $E_p/E_s \times \rho_p$ )로서  $V_{c2}$ 에 대하여 적용되며,  $d_a$ 는 굵은골재 최대치수,  $r_s$ 는 등가재하영역이다.

## 4. 임계보강재량의 설정

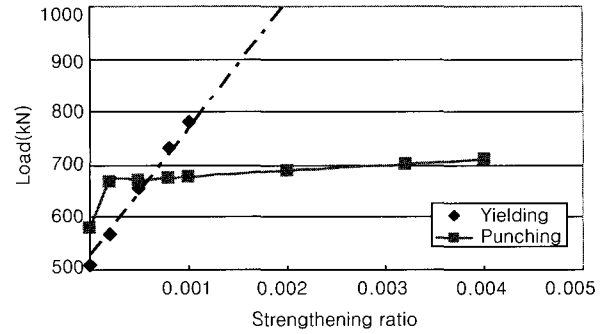
#### 4.1 교량 바닥판의 파괴분해해석

본 연구에서는 주어진 교량 바닥판에 대하여 보강재비의 변화에 따른 항복하중 및 편칭전단강도를 해석하였으며, Fig. 6에서와 같이 표현하였다. 주어진 교량 바닥판은 설계1등급(DB-24) 및 설계2등급(DB-18) 교량 바닥판 제원으로서, 콘크리트 설계압축강도는 각각 26.5 MPa(270 kgf/cm<sup>2</sup>), 23.5MPa(240 kgf/cm<sup>2</sup>), 철근의 항복강도는 각각 392.2 MPa(4,000 kgf/cm<sup>2</sup>), 294.2 MPa(3,000 kgf/cm<sup>2</sup>), 바닥판 두께는 각각 220 mm, 180 mm를 적용하였으며, 가정된 재하영역은 도로교 차륜하중과 동일한 500 mm×250 mm이다. 해석된 바닥판 모두  $\phi$ 16 mm 철근을 사용하였으며, 바닥판 설계경간은 1.6m로 하였다. 단위폭에 대하여 주철근비는 설계1등급의 경우 0.01324, 설계2등급의 경우 0.00846을 적용하였다. 배력철근비는 주철근비의 약 67%로 하였으며, 바닥판의 압축철근량은 인장철근량의 약 1/2 배로 하였다. 적용된 보강재는 적용빈도가 가장 빈번한 섬유보강제인 탄소섬유슈트이며, 보강효과가 우수한 것으로 나타난 등방성 보강방법을 채택하였다. 이는 주철근 및 배력철근방향으로 일정한 보강재량을 적용하는 보강방법이다. Fig. 6의 (b)에서 'exp.'로 표현된 것은 심중성<sup>3)</sup>에 의하여 실험된 결과이다.

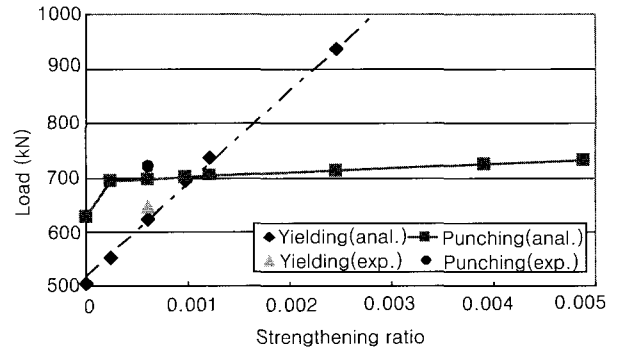
Fig. 6에서 보강재비에 따른 항복강도선과 편칭강도선이 서로 교차함을 알 수 있으며, 이 교차점이상의 보강재량을 사용하는 경우 바닥판의 파괴는 항복이전에 발생할 수 있다. 따라서 교량 바닥판의 안전여유 확보 측면에 있어서 교차점 이상의 보강재량을 사용하는 것은 바람직하지 못한 것으로 판단되며 본 연구에서는 항복 및 편칭강도의 교차점을 임의의 철근비에 대한 임계보강재비로 정의하는 바이다.

#### 4.2 철근비에 따른 임계보강재비

본 절에서는 주어진 교량 바닥판에 대하여 철근량을 최소철근비에서 식(1)의 최대철근비까지 변화시켰으며, 보강재비는 식(1)의 최대보강재비 내에서 선형적으로 변화시켰다. Table 2는 본 연구에서 실시한 변수연구에 적용된 바닥판 제원으로서 설계등급에 따라 총 11개의 바닥판 제원을 적용하였다. 이때 주어진 교량 바닥판의 콘크리트 설계압축강도, 철근의 항복강도, 바닥판 두께, 바닥판 경간, 보강재료 등은 4.1절에서와 같이 동일하게 하였으며, Table 3과 같이 탄소섬유슈트 보강재의 보강제원을 무보강상태를 포함한 11개로 하였다. Fig. 7은 각각의 철근비에 대한 임계보강재비를 회귀분석한 것으로서 Fig. 2의 범례에 도시한 것이다. Fig. 7의 (a)에서 영역 A'의 부분은 영역 B'의 경우보다 작은 면적으로 나타내고 있으며, 설계1등급 바닥판에 적용할 수 있는 보강재량이 한정적임



(a) For DB-24 bridge deck



(b) For DB-18 bridge deck

Fig. 6 Relationship between strengthening ratio and analysed strengths

을 알 수 있다. 반면 Fig. 7의 (b)에서 영역 A'는 전체적으로 큰 면적을 차지하고 있으며, 적용할 수 있는 보강재비가 광범위함을 알 수 있다. 이로부터 설계2등급 교량 바닥판의 성능향상은 충분히 유효할 수 있음을 알 수 있으며, 기존에 연구된 바닥판의 보강효과 등을 고려하였을 때, 외부부착공법을 적용한 설계2등급 교량 바닥판의 성능향상은 충분히 유용하다고 판단된다.

#### 5. 임계보강재비를 적용한 보강설계 예

교량 바닥판의 보강설계에 대한 대부분의 연구들에서는 주철근 및 배력철근 방향으로 동일한 보강재량, 즉 등방성 보강방법을 적용할 것을 권장하고 있다<sup>2,3)</sup>. 본 절에서는 Fig. 8과 같은 설계2등급 바닥판 제원을 탄성보해석방법과 임계보강재비를 적용하여 설계1등급의 내하력을 갖도록 다음과 같이 보강설계를 실시하였다.

$$\text{철근단면적} : A_s = 15.89 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{15.89}{100 \times 15} = 0.01059, \quad (\rho_{s, \min} < \rho_s < \rho_{s, \max})$$

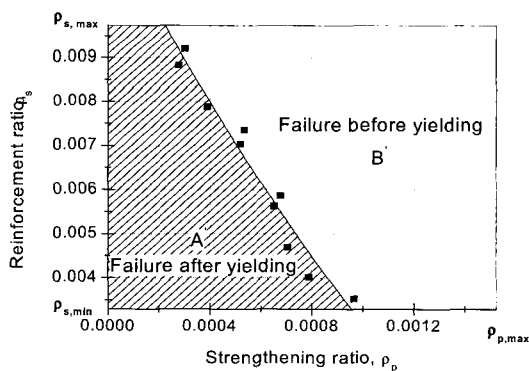
$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{1.7 f_{ck} b} \right) = 5.61 \text{ tonf} \cdot \text{m/m}$$

Table 2 Bridge deck variations

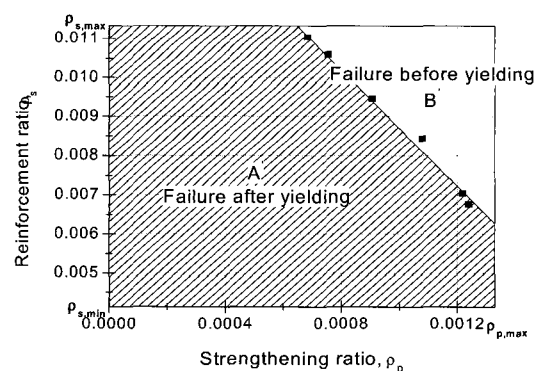
	Case	Deck details	Diameter (mm)	Main reinforcement		Distributing bar	
				Amount① (cm <sup>2</sup> /m)	Ratio	Amount② (cm <sup>2</sup> /m)	②/① ×100(%)
DB-24	1	Material strength (in MPa) : $f_{ck}=26.5$ $f_y=392.2$  Height/ Eff. depth (mm) : 220/180	12.7	6.335	0.003519	4.223	67
	2		12.7	7.240	0.004022	5.068	70
	3		12.7	8.447	0.004693	5.631	67
	4		12.7	10.136	0.005631	7.039	69
	5		12.7	10.558	0.005866	7.240	68
	6		12.7	12.670	0.007039	8.447	67
	7		15.9	13.240	0.007356	8.827	67
	8		15.9	14.186	0.007881	9.930	70
	9		15.9	15.888	0.008827	11.033	69
	10		15.9	16.550	0.009194	11.348	68
	11		19.1	17.906	0.009948	11.937	67
DB-18	1	Material strength (in MPa) : $f_{ck}=23.5$ $f_y=294.2$  Height/ Eff. depth (mm) : 180/150	12.7	6.335	0.004223	4.223	67
	2		12.7	7.240	0.004827	5.068	70
	3		12.7	8.447	0.005631	5.631	67
	4		12.7	10.136	0.006757	7.039	69
	5		12.7	10.558	0.007039	7.240	68
	6		12.7	12.670	0.008447	8.447	67
	7		15.9	13.240	0.008827	8.827	67
	8		15.9	14.186	0.009457	9.930	70
	9		15.9	15.888	0.010592	11.033	69
	10		15.9	16.550	0.011033	11.348	68
	11		19.1	17.906	0.011938	11.937	67

Table 3 Strengthening variations

	Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
DB-24	Strengthening amount(cm <sup>2</sup> /m)	—	0.33	0.66	0.99	1.32	1.65	1.98	2.20	2.64	2.97	3.30
	Strengthening ratio	—	0.00015	0.0003	0.00045	0.0006	0.00075	0.0009	0.001	0.0012	0.00135	0.0015
DB-18	Strengthening amount(cm <sup>2</sup> /m)	—	0.44	0.66	0.88	1.10	1.32	1.54	1.76	1.98	2.20	2.47
	Strengthening ratio	—	0.00024	0.00037	0.00049	0.00061	0.00073	0.00086	0.00098	0.0011	0.00122	0.00138



(a) For DB-24 bridge deck



(b) For DB-18 bridge deck

Fig. 7 Limit strengthening ratio to reinforcement ratio for strengthening of bridge deck

$$P_n = \frac{9.6(\phi M_n - \gamma_D M_D)}{(L+0.6)(1+i)} = 18.19 \text{ tonf}$$

이는 설계1등급 교량 차륜후륜하중인 9.6 tonf에 하중 증가계수 2.15를 적용한 20.64 tonf보다 작은 값으로서 보강 시 소요보강 내하력은 2.45 tonf이다. 이러한 교량 바닥판을 보강하기 위하여 Table 4의 탄소섬유쉬트 재원을 적용하여 보강설계하였다.

$$\text{보강재비} : \rho_p = \frac{0.022 \times 50}{18 \times 100} = 0.00061$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y + b_p t_p f_p}{1.7 f_{ck} b} \right) \right. \\ &\quad \left. + b_p t_p f_p \left( h - \frac{A_s f_y + b_p t_p f_p}{1.7 f_{ck} b} \right) \right] \\ &= 9.76 \text{ tonf} \cdot \text{m/m} \\ P_n &= 32.50 \text{ tonf} \end{aligned}$$

이는 Fig. 7(b)의 A' 영역에 해당되는 보강재비로서 철근항복 후에 편칭과파괴가 일어나지 않는 연성과파괴가 예상되는 보강재량이다. 보강후 단면의 공칭내하력은 32.50 tonf로서 설계1등급 교량 바닥판으로서의 안전성이 충분히 확보된 것으로 나타났다. 따라서 본 연구의 임계보강재비

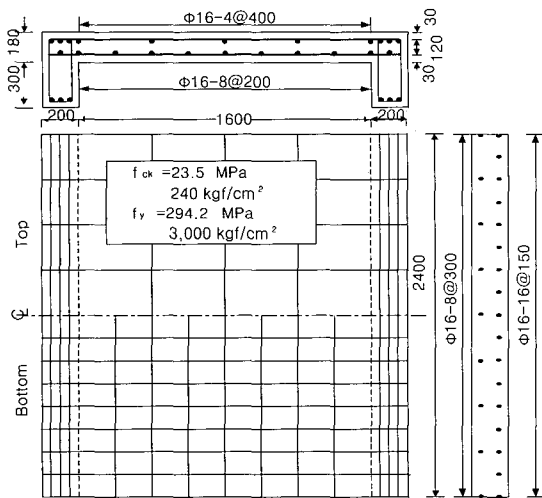


Fig. 8 DB-18 bridge deck for strengthening example

Table 4 Strengthening property

Property	Strength of sheet	3.48 GPa (35,500 kgf/cm <sup>2</sup> )
		Strain for CFS rupture ( $\epsilon_p$ )
Strengthening method	Number of layer	2 ply ( $t_p=0.22\text{mm}$ )
	Clear space of sheet	100 mm
	Sheet width	100 mm
	Strengthening type	Isotropic strengthening

내에서의 보강설계는 설계2등급 교량 바닥판의 연성적인 거동상의 성능향상에 충분한 자료가 될 수 있을 것으로 판단된다.

## 6. 결 론

바닥판의 주된 파괴양상은 항복에 따른 소성변위와 이후의 편칭전단파괴가 발생하는 것으로 나타나고 있으며, 이러한 교량 바닥판의 성능향상 시 구조체의 안전여유확보를 위하여 파괴양상은 무보강 상태의 거동과 유사해야 한다. 교량 바닥판의 보강설계는 기 사용된 철근비에 따른 보강재비에 대한 범례 해석을 수행함으로써 이루어진다. 본 연구에서는 최소철근비에서 최대철근비에 대한 임계보강재비를 규정하기 위하여 항복선 이론 및 편칭전단강도 이론 등을 적용한 변수연구를 수행하였으며, 이로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 보강재비에 따른 바닥판의 항복강도 및 편칭전단강도는 서로 다른 비율로서 증가하게 되며 임의의 보강재량에 대하여 이들 강도는 교차하게 된다.
- 2) 바닥판의 성능향상 시 이러한 교차점이 발생하는 보강재량 이상을 사용하는 경우 바닥판은 항복이전에 편칭전단에 의한 취성과파괴가 발생할 수 있으며, 이 경우 구조적으로 부정적인 거동을 보일 것으로 예상된다.
- 3) 현재 공용중인 설계1등급 및 설계2등급 교량 바닥판의 재원에 대해서 철근비가 최소철근비에서 최대철근비까지 변화하는 동안, 보강재를 최대보강재비내에서 변화시켜 감으로써 변수연구를 수행하였으며, 이를 철근비에 따른 보강재비의 범례에 추가하였다.
- 4) 설계당시에 비하여 공용하중의 증가에 따른 설계2등급 교량 바닥판의 성능향상 시 철근비에 대한 임계보강재비내에서 보강설계를 할 것을 권장하는 바이며, 이 경우 충분한 보강효과를 보이는 것으로 보강설계 예를 통하여 알 수 있었다.

## 참고문헌

1. Sim, J., and Oh, H. S., "Experimental Study of Strengthening Technique Using Carbon Fiber Sheets on Prototype Reinforced Concrete Deck Specimens," ACI SP-193, Vol.2, 2000. Sep., pp. 343~359.
2. 오홍섭, "탄소섬유쉬트로 성능개선된 교량 바닥판의 보강설계기법," 박사학위논문, 한양대학교 대학원, 2001.
3. 심중성, "콘크리트 교량 바닥판에 대한 보수·보강 공법의 효과분석 연구," 연구보고서, 한국도로공사, 2000.
4. Mufti, A. A., and Newhook, P. J., "Punching

- Shear Strength of the Restrained Concrete Bridge Deck Slabs," *ACI Structural Journal*, 1998. July, pp.375~381.
5. 배인환, "강판 및 탄소섬유로 보강된 철근콘크리트 보의 휨해석 및 설계기법 연구," 박사학위논문, 한양대학교 대학원, 1998.
  6. 김병국, "보수·보강한 철근콘크리트의 휨거동에 관한 연구," 석사학위논문, 숭실대학교, 1996.
  7. 심종성, 오홍섭, "항복선 이론을 적용한 성능향상된 철근콘크리트 교량상판의 해석적 연구," 대한토목학회 가을학술발표회 논문집, 2000. 10., pp.67~70.
  8. 심종성, 오홍섭, 유재명, "외부부착방법으로 성능향상된 교량 바닥판의 편칭전단강도," 대한토목학회 논문집, Vol. 21, No.6-A, 2001. 11.

## 요 약

공용하중의 증가 등에 따른 교량 바닥판의 성능향상 시 바닥판 두께, 콘크리트 강도, 철근강도 그리고 철근비와 더불어 보강재비에 의하여 바닥판의 파괴양상은 바뀌어 질 수 있다. 일반적으로 교량 바닥판의 파괴양상은 주철근 및 배력철근의 항복 이후에 편칭전단파괴가 발생하는 것으로 나타나고 있으며, 외부부착공법을 적용함에 있어서 이러한 파괴양상을 유지해야 될 것으로 판단된다. 본 연구에서는 바닥판에 사용된 철근비 및 보강재비 등을 주요변수로 하여 항복선 이론 및 소성 편칭모델 등을 적용한 항복강도 및 파괴강도를 해석하였으며, 철근비에 따른 임계보강재량을 제안하였다.

**핵심용어** : 교량 바닥판, 보강재비, 항복선 이론, 소성 편칭전단모델